



**Henrique Pimparel da Silva Marecos**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

# **Análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientadora: Professora Doutora Ildi Cismaşiu

Júri:

Presidente: Professor Doutor Eduardo S. R. G. Cavaco  
Arguente: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho  
Vogal: Professora Doutora Ildi Cismaşiu



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Setembro de 2016**



“Copyright” Henrique Pimparel da Silva Marecos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.





# Agradecimentos

À professora Ildi Cismaçiu, em especial, pela incansável disponibilidade e apoio, pelos conselhos e conhecimentos transmitidos ao longo da elaboração deste trabalho.

À disponibilidade da empresa A2P, em particular à engenheira Inês Almeida, à S.T.A. Data por ceder a licença do programa e à equipa do 3Muri, em particular ao engenheiro Davide Seni.

A todos os que, direta ou indiretamente, contribuíram para a elaboração do trabalho. Aos amigos e à família.

Em especial, com saudade, ao meu Avô.

Dedicado à minha Mãe, a quem devo tudo.



# Resumo

O presente trabalho pretende avaliar a vulnerabilidade sísmica do edifício principal do Lyceu Camões, localizado em Lisboa, bem como a proposta de reabilitação e reforço elaborada em 2011 no âmbito do programa Parque Escolar.

O edifício foi classificado como monumento nacional de interesse público em 2012, ainda que o reforço do edifício não tenha sido implementado até à data. A execução da solução de reforço é essencial para melhorar a resistência sísmica do edifício e para que se verifique um nível de segurança adequado.

O comportamento sísmico da estrutura foi avaliado pela comparação da resposta do edifício com a solicitação sísmica.

A resposta global da estrutura de alvenaria foi obtida através de uma representação 3D de pórticos equivalentes, utilizando o programa 3Muri [26], e considerando que a resposta é dada pelo comportamento no-plano das paredes de alvenaria. A curva de capacidade bilinear obteve-se convertendo a curva resultante da análise *pushover* do modelo original num sistema idealizado de um GDL utilizando o método N2. Calculou-se o deslocamento-alvo pela intersecção do espectro de capacidade da estrutura com o espectro de resposta.

Obtiveram-se as curvas de fragilidade aplicando o procedimento recomendado pelo HAZUS [17], no qual se define os níveis de dano através dos deslocamentos espectrais do sistema de um GDL. Os resultados obtidos permitem conclusões pertinentes sobre a vulnerabilidade da estrutura original, ao identificar os elementos mais vulneráveis, e a eficácia das intervenções propostas para a redução da vulnerabilidade.

A avaliação probabilística (curvas de fragilidade) do dano pode dar informações úteis para análises de custo das propostas de reforço, o que está fora do âmbito deste trabalho. Os resultados obtidos evidenciam que a grande irregularidade no plano da estrutura afeta as curvas de fragilidade, pelo que os resultados devem ser utilizados com cautela e a sua fiabilidade deverá ser melhorada por trabalhos futuros.

## Palavras chave:

Vulnerabilidade sísmica; estruturas de alvenaria; modelação numérica; macro-elementos; curvas de capacidade; curvas de fragilidade.



# Abstract

The present study focuses on the vulnerability assessment of the Lyceu Camões School's main building, located in Lisbon, and of a retrofitting proposal elaborated in 2011 within the national program Parque Escolar.

In 2012, the building was classified as a national monument of public interest, although its retrofitting is still to be implemented. The execution of the retrofitting solution is essential to improve the building's seismic resistance and to reach an appropriate structural safety level.

The seismic performance of the structure was evaluated by comparing the capacity of the building with the seismic demand.

The global response of the masonry structure was performed using an equivalent 3D frame representation with 3Muri [26] software, assuming that the response is governed by the in-plane behavior of the masonry walls. The bilinear capacity curve was obtained by converting the resulting curve from the pushover analysis of the original model to an equivalent SDOF model using the N2 method. The target displacement was computed from the intersection of the spectral capacity of the structure with the response spectrum.

Fragility curves were derived following the procedure recommended in HAZUS [17], where the damage state levels are defined by means of the spectral displacements of the equivalent SDOF system. The obtained results allowed to draw useful conclusions regarding the weaknesses of the original structure, by identifying the most vulnerable structural elements, and the effectiveness of the interventions proposed for the vulnerability's reduction.

The probability-based (fragility curve) evaluation of the damage can provide useful information for cost-analysis of the retrofitting proposals, which are out of the scope of this study. The obtained results outlined that the strong plan irregularity of the structure has affected the fragility curves, whereby they are not suited for a safe risk assessment and it's reliability should be improved by further studies.

## Keywords:

Seismic vulnerability; masonry structures; numerical modelation; macro-elements; capacity curves; fragility curves.



# Índice de matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xvii</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xix</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento . . . . .	1
1.2 Objetivos da dissertação . . . . .	3
1.3 Organização do trabalho . . . . .	4
<b>2 Alvenaria e análise por macro-elementos</b>	<b>5</b>
2.1 Características mecânicas da alvenaria . . . . .	5
2.2 Comportamento sísmico das estruturas de alvenaria . . . . .	8
2.3 Análise estática não-linear por macro-elementos . . . . .	11
<b>3 Vulnerabilidade sísmica</b>	<b>17</b>
3.1 Introdução . . . . .	17
3.2 Curvas de capacidade . . . . .	18
3.3 Espectros de capacidade e deslocamento-alvo . . . . .	20
3.4 Curvas de fragilidade . . . . .	23
3.5 Avaliação do desempenho sísmico . . . . .	27
<b>4 Caso de estudo</b>	<b>29</b>
4.1 Caracterização geral . . . . .	29
4.2 Intervenções estruturais . . . . .	32
4.3 Elementos estruturais . . . . .	33
4.3.1 Fundações . . . . .	33
4.3.2 Paredes resistentes de alvenaria e tabiques . . . . .	34
4.3.3 Perfis metálicos . . . . .	34

4.3.4	Pavimentos e coberturas . . . . .	35
4.4	Modelo numérico . . . . .	36
4.4.1	Propriedades dos materiais . . . . .	36
4.4.2	Geometria . . . . .	39
4.4.3	Particularidades . . . . .	39
4.4.4	Arcos . . . . .	40
4.4.5	Cobertura do ginásio . . . . .	42
4.4.6	Cargas . . . . .	42
4.4.7	Validação do modelo de análise . . . . .	43
4.4.8	Escolha do nó de controlo . . . . .	45
<b>5</b>	<b>Análise de resultados</b>	<b>47</b>
5.1	Introdução . . . . .	47
5.2	Análise dos resultados, X+, 1º modo . . . . .	48
5.3	Análise dos resultados, Y+, 1º modo . . . . .	53
5.4	Considerações gerais sobre os resultados . . . . .	58
<b>6</b>	<b>Proposta de reforço</b>	<b>61</b>
6.1	Introdução . . . . .	61
6.2	Modelo numérico . . . . .	63
6.3	Análise dos resultados, X+, 1º modo . . . . .	64
6.4	Análise dos resultados, Y+, 1º modo . . . . .	67
6.5	Considerações gerais sobre os resultados . . . . .	72
<b>7</b>	<b>Conclusões e desenvolvimentos futuros</b>	<b>73</b>
	<b>Referências bibliográficas</b>	<b>77</b>
<b>A</b>	<b>Modelo numérico</b>	<b>81</b>
A.1	Arcos . . . . .	83
A.2	Cobertura . . . . .	85
A.3	Modelo 3D . . . . .	87
<b>B</b>	<b>Análise de resultados</b>	<b>91</b>
B.1	Análise <i>pushover</i> , direção X+, 1º modo . . . . .	91
B.1.1	Evolução da deformada da estrutura . . . . .	91
B.1.2	Evolução do dano na estrutura em 3D . . . . .	94
B.1.3	Paredes, em X, com baixo nível de dano . . . . .	100
B.1.4	Paredes, em Y, com dano . . . . .	105
B.2	Análise <i>pushover</i> , direção Y+, 1º modo . . . . .	110
B.2.1	Evolução da deformada da estrutura . . . . .	110
B.2.2	Evolução do dano na estrutura em 3D . . . . .	113
<b>C</b>	<b>Proposta de reforço</b>	<b>119</b>
C.1	Pormenores construtivos . . . . .	119
C.2	X+, 1º modo . . . . .	123
C.2.1	Evolução da deformada da estrutura . . . . .	123
C.2.2	Evolução do dano na estrutura em 3D . . . . .	126



C.3	Y+, 1º modo . . . . .	130
C.3.1	Evolução da deformada da estrutura . . . . .	130
C.3.2	Evolução do dano na estrutura em 3D . . . . .	135



# Índice de figuras

1.1	Mapa de perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de excedência da aceleração de base de 10% em 50 anos [43] . . .	2
2.1	Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de [6]) . . . . .	8
2.2	Efeitos da ligação entre os pavimentos e as paredes (adaptado de [6])	8
2.3	Distribuição de cargas verticais [7] . . . . .	9
2.4	Exemplos de mecanismos de colapso locais e fora-do-plano (adaptado de [12]) . . . . .	9
2.5	Modos de rotura no-plano: a) flexão-compressão; b) corte com deslizamento horizontal; c) corte com deslizamento diagonal; d) corte com fissuração diagonal [33] . . . . .	10
2.6	Comparação entre os critérios de resistência (adaptado de [45]) . .	11
2.7	Relação força-deslocamento lateral típica de uma parede de alvenaria, obtida por ensaio de resistência lateral cíclica [48] . . . .	12
2.8	Definição da curva de capacidade: a) na estrutura; b) no sistema de 1 GDL equivalente [3] . . . . .	13
2.9	Exemplo da idealização em pórticos equivalentes num caso de aberturas irregulares (adaptado de [27]) . . . . .	14
2.10	Regras geométricas de Dolce [15] para: nembos à esquerda; lintéis à direita a) aberturas regulares b) aberturas irregulares . . . . .	14
2.11	Macro-elementos e variáveis cinemáticas e estáticas (adaptado de [4])	15
2.12	Esquema de: (a) nós 2D e 3D, (b) graus de liberdade de nó 3D [33]	16
2.13	Malha (a) tridimensional de um edifício regular e (b) bidimensional de uma fachada [33] . . . . .	16
3.1	Curva de capacidade, $Y_+$ . . . . .	19
3.2	Curva de capacidade característica de uma estrutura com comportamento elasto-fendilhado-plástico [28] . . . . .	19
3.3	Curva de capacidade bilinear, $Y_+$ . . . . .	20
3.4	Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico. $A$ representa o primeiro mecanismo plástico [25] . . . . .	21
3.5	Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de 1 GDL [25] .	22
3.6	Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de 1 GDL, espectro de resposta para $Y_+$ , amortecimento 10% e sismo tipo II .	23
3.7	Construção da curva de fragilidade . . . . .	27

3.8	Determinação da probabilidade de ocorrência dos estados de dano para Y+ e sismo tipo II . . . . .	28
4.1	Localização da Escola Secundária de Camões . . . . .	29
4.2	Vista geral da Escola Secundária de Camões . . . . .	30
4.3	Planta original do 1º piso . . . . .	31
4.4	Planta original do sótão, fachadas principal e sul e corte transversal . . . . .	31
4.5	Indícios de degradação . . . . .	32
4.6	Ligação em arco dos pegões (A2P) . . . . .	33
4.7	Colunas e vigas metálicas nas passagens cobertas . . . . .	34
4.8	Cobertura e consolas metálicas na ala central . . . . .	35
4.9	Materiais em paralelo [13] . . . . .	37
4.10	Modelo 3D da estrutura . . . . .	39
4.11	Piso 3 do modelo em 3Muri . . . . .	40
4.12	Elemento real vs elemento modelado . . . . .	41
4.13	Elemento equivalente a um arco de alvenaria . . . . .	41
4.14	Exemplo de modelação de uma parede por macro-elementos e respetiva localização . . . . .	42
4.15	Cobertura metálica do ginásio . . . . .	43
4.16	Frequências dos modos de vibração identificados a partir dos registos colhidos no 1º piso [40] . . . . .	44
4.17	Diagrama seguido para validação do modelo 3Muri . . . . .	44
4.18	Semelhança entre a configuração da deformada modal do modo de vibração com mais participação segundo X entre os modelos em 3Muri e SAP2000. Frequência do modelo 3Muri: 3.1 Hz . . . . .	45
4.19	Semelhança entre a configuração da deformada modal do modo de vibração com mais participação segundo Y entre os modelos em 3Muri e SAP2000. Frequência do modelo 3Muri: 3.5 Hz . . . . .	45
4.20	Zona próxima do centro de rigidez da estrutura, a verde, e nó de controlo para as análises em X, a vermelho . . . . .	46
4.21	Nó de controlo para as análises em Y, a vermelho . . . . .	46
5.1	Código de cores do programa 3Muri . . . . .	48
5.2	Curva de capacidade, X+ . . . . .	48
5.3	Planta da deformada após a ocorrência dos primeiros mecanismos plásticos . . . . .	49
5.4	Paredes que apresentam colapso significativo e respetiva percentagem de dano para o segundo passo . . . . .	50
5.5	Mapa de dano das paredes 3 e 6 . . . . .	51
5.6	Mapa de dano das paredes 1 e 4 . . . . .	52
5.7	Curva de capacidade, Y+ . . . . .	53
5.8	Planta da deformada após o 2º passo da análise <i>pushover</i> Y+ . . . . .	54
5.9	Paredes que apresentam dano ou colapso significativo no segundo passo . . . . .	55
5.10	Mapa de danos das paredes 26 e 27 . . . . .	55
5.11	Mapa de danos das paredes 23, 24 e 25 . . . . .	56
5.12	Mapa de danos da parede 28 . . . . .	57

5.13	Curvas de fragilidade, $Y_+$ , 1º modo, sismo tipo I e tipo II . . . . .	58
6.1	Planta do piso térreo existente e projeto (adaptado de [41]) . . . . .	61
6.2	Modelo 3D da estrutura com projeto de reabilitação e reforço . . . . .	63
6.3	Curvas de capacidade, $X_+$ , 1º modo . . . . .	64
6.4	Deformada no último passo da análise <i>pushover</i> . . . . .	64
6.5	Paredes que apresentam dano significativo no segundo passo . . . . .	65
6.6	Mapa de dano das paredes 1, 2 e 4 . . . . .	66
6.7	Curvas de capacidade, $Y_+$ , 1º modo . . . . .	67
6.8	Deformada após o 2º passo da análise <i>pushover</i> . . . . .	68
6.9	Paredes que apresentam dano significativo no segundo passo . . . . .	69
6.10	Mapa de dano das paredes 28 e 30 . . . . .	69
6.11	Mapa de dano das paredes 23, 25 e 27 . . . . .	70
6.12	Curvas de fragilidade, $Y_+$ , 1º modo, sismo tipo I e tipo II . . . . .	71
A.1	Elementos criados em 3Muri . . . . .	81
A.2	Pisos e respetivas alturas . . . . .	82
A.3	Dimensões geométricas dos pavimentos . . . . .	83
A.4	Elemento real vs elemento modelado, em mm . . . . .	83
A.5	Exemplo de um arco, em m . . . . .	84
A.6	Elemento equivalente a um arco de alvenaria . . . . .	84
A.7	Travessa da cobertura do ginásio - treliça metálica . . . . .	86
A.8	Piso 1 . . . . .	87
A.9	Piso 1 e 2 . . . . .	88
A.10	Piso 1, 2 e 3 . . . . .	88
A.11	Piso 1, 2, 3 e 4 . . . . .	89
A.12	Piso 1, 2, 3, 4 e 5 . . . . .	89
A.13	Piso 1, 2, 3, 4, 5 e 6 . . . . .	90
A.14	Piso 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 . . . . .	90
B.1	Evolução do dano da estrutura em 3D . . . . .	99
B.2	Paredes com baixo nível de dano . . . . .	100
B.3	Mapa de danos das paredes 9, 12, 13 e 14 . . . . .	101
B.4	Mapa de danos da parede 8 . . . . .	102
B.5	Mapa de danos da parede 10 . . . . .	103
B.6	Mapa de danos da parede 11 . . . . .	104
B.7	Paredes com dano em Y . . . . .	105
B.8	Mapa de danos das parede 15, 18 e 19 . . . . .	106
B.9	Mapa de danos da parede 16 . . . . .	107
B.10	Mapa de danos da parede 17 . . . . .	108
B.11	Mapa de danos das paredes 20, 21 e 22 . . . . .	109
B.12	Evolução do dano da estrutura em 3D . . . . .	118
C.1	Pormenor das lâminas de reforço das paredes exteriores e da pregagem da pedra de revestimento exterior (adaptado de [41]) . . .	119
C.2	Pormenor das lâminas de reforço das paredes exteriores e da pregagem da pedra de revestimento exterior (adaptado de [41]) . . .	120
C.3	Pormenor da ligação entre pavimentos e paredes (adaptado de [41])	120

C.4	Pormenor da melhoria do efeito de diafragma (adaptado de [41]) . .	121
C.5	Pormenor da pregagem dos cunhais (adaptado de [41]) . . . . .	121
C.6	Pormenores do reforço no ginásio (adaptado de [41]) . . . . .	122
C.7	Evolução da deformada, X+ . . . . .	125
C.8	Evolução do dano da estrutura em 3D . . . . .	129
C.9	Evolução da deformada, Y+ . . . . .	134
C.10	Evolução do dano da estrutura em 3D . . . . .	140

# Índice de tabelas

2.1	Valores de referência das propriedades mecânicas e pesos específicos de tipos de alvenaria (retirado da tabela C8A.2.2. da Circ. NTC08 [35]) . . . . .	7
3.1	Estados de dano para edifícios de alvenaria não reforçada [17] . . .	24
3.2	Valores para a construção das curvas de fragilidade . . . . .	26
4.1	Excerto da tabela C8A.2.1 da norma italiana [35] . . . . .	37
4.2	Características das alvenarias . . . . .	38
4.3	Características do aço e da madeira de pinho . . . . .	38
5.1	Análises <i>pushover</i> realizadas . . . . .	47
5.2	Verificação da condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ . . . . .	53
5.3	Probabilidade de ocorrência de estados de dano . . . . .	57
5.4	Verificação da condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ . . . . .	58
6.1	Características das alvenarias . . . . .	63
6.2	Verificação da condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ . . . . .	67
6.3	Probabilidade de ocorrência de estados de dano . . . . .	71
6.4	Verificação da condição $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ . . . . .	71





# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
ATC40	<i>Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings by ATC</i>
EC1	Eurocódigo 1 - Acções em estruturas
EC6	Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria
EC8	Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos
EMS-98	<i>European Macroseismic Scale</i>
FME	<i>Frame by macro element</i>
GDL	Grau de liberdade
NTC08	<i>Norme tecniche per le costruzioni</i>
SDOF	<i>Single degree of freedom</i>

## Siglas

ATC	<i>Applied Technology Council</i>
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NIBS	<i>National Institute of Building Sciences</i>
UNL	Universidade Nova de Lisboa

**Símbolos**

$d^*$	Deslocamento de topo do sistema idealizado
$d_y^*$	Deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado
$E$	Módulo de elasticidade normal
$E_m^*$	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F^*$	Resistência do sistema idealizado
$F_b$	Força de corte basal
$f_b$	Resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria
$f_k$	Resistência característica à compressão da alvenaria
$f_m$	Resistência à compressão da alvenaria
$f_v$	Resistência ao corte
$f_{v0}$	Resistência ao corte inicial na ausência de carga vertical
$f_{v,lim}$	Valor limite relacionado com a cedência das unidades de alvenaria
$F_y^*$	Resistência última do sistema idealizado
$G$	Módulo de elasticidade tangencial
$l$	Largura do painel de alvenaria
$l_c$	Comprimento da parte comprimida na secção transversal
$m^*$	Massa do sistema idealizado
$m_i$	Massa do piso $i$ genérico
$M_u$	Resistência última à flexão composta
$N$	Força axial
$N_u$	Resistência de compressão última da alvenaria
$Sd$	Deslocamento espectral
$t$	Espessura
$T^*$	Período do sistema idealizado
$V_R$	Resistência ao corte de uma parede de alvenaria
$V_u, f.diag$	Resistência última ao corte com fissuração diagonal
$w$	Peso específico

$\beta_{ds}$	Desvio-padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral correspondente ao estado de dano $ds$
$\Gamma$	Coeficiente de transformação
$\delta_u$	Deslocamento último
$\epsilon$	Extensão
$\mu_u$	Ductilidade última
$\Sigma$	Somatório
$\sigma_0$	Tensão normal de compressão
$\sigma_d$	Tensão de compressão
$\tau_0$	Resistência média ao corte
$\Phi$	Função de distribuição cumulativa normal
$\Phi_i$	Deslocamento modal normalizado do piso $i$ genérico
$\Phi_n$	Deslocamento modal do nó de controlo



# Capítulo 1

## Introdução

*(...) deixamos de viver na casa e passamos a ser a casa onde vivemos.  
- É como se as paredes nos vestissem a alma. (Mia Couto)*

### 1.1 Enquadramento

Os eventos sísmicos são um tema da maior importância tanto na história da humanidade como na da engenharia civil uma vez que as consequências de um sismo sobre as populações e sobre o edificado são potencialmente devastadoras.

Exemplo incontornável disso mesmo foi o sismo de 1 de novembro de 1755, com epicentro ao largo da costa portuguesa e que teve um impacto profundo sobre as regiões de Lisboa e do oeste algarvio. Agravados pelos incêndios deflagrados após o sismo e pelo maremoto que atingiu Lisboa, os números resultantes do evento refletem a sua violência [29]: 18000 mortos e 80% da cidade destruída - dos 15000 edifícios existentes antes do sismo, apenas cerca de 3000 puderam ser recuperados. Cerca de 260 anos depois, o sismo permanece na memória coletiva dos portugueses. Foi um impulsionador de técnicas inovadoras na engenharia civil, sendo os edifícios do tipo pombalino dos mais reconhecidamente eficazes na resposta aos sismos para a época.

A existência de grandes centros populacionais em zonas de atividade sísmica intensa tem resultado em muitas perdas de vidas e de património histórico e arquitetónico irrecuperável. Os sismos recentes em Amatrice, 2016, e de l'Aquila, 2009, ambos em Itália, em 2016, no Equador, em 2015, no Nepal ou em 2010, no Haiti, foram particularmente destrutivos e devem ser um alerta para a vulnerabilidade sísmica que as estruturas apresentam, principalmente em zonas onde a probabilidade de ocorrência de sismos é elevada, como é o caso da região sudoeste de Portugal (figura 1.1), e em edifícios cujo projeto e construção não foi sujeita a cuidados em relação à resposta às ações sísmicas.

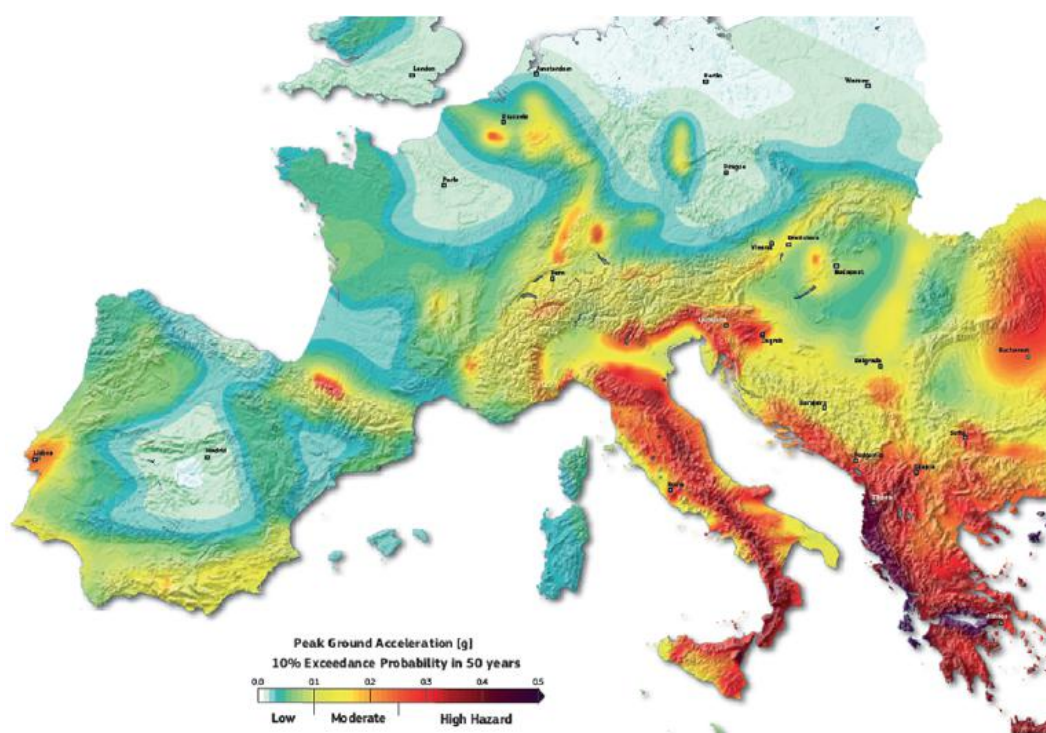


Figura 1.1: Mapa de perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de excedência da aceleração de base de 10% em 50 anos [43]

A evolução dos materiais, das técnicas de construção, das soluções estruturais e do conhecimento registada a partir das primeiras décadas do século XX permitiu a criação de regulamentos que vêm garantindo maiores exigências de segurança sísmica em edifícios. Contudo, existem muitos edifícios projetados e construídos em épocas nas quais não era obrigatória a verificação da segurança às ações sísmicas, nem o cumprimento de qualquer regra referente a essas mesmas ações.

Tem-se assistido a uma crescente consciencialização das populações no que diz respeito à necessidade de reabilitação do edificado nas zonas históricas das cidades e é neste contexto que a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios ganha importância. O diagnóstico cuidadoso dos edifícios permite uma maior eficácia nos projetos de reabilitação, aliando a melhoria dos sistemas estruturais à eficiência económica dessas mesmas intervenções.

A grande incerteza inerente a manifestações naturais e praticamente incontroláveis, como são as ações sísmicas, e a não linearidade do comportamento dos materiais quando sujeitos a cargas do tipo sísmico, tornam a análise sísmica de edifícios num assunto complexo. A complexidade do estudo do comportamento das estruturas aumenta quando se tratam de estruturas em alvenaria. O carácter heterogéneo, anisotrópico e descontínuo do material aliado à grande variabilidade do comportamento devido às diferentes técnicas de construção, tipo de elementos e de ligantes, estado de degradação e patologias

perfazem a caracterização mecânica da alvenaria num tema de estudo atual e profundo por si só, existindo vários trabalhos de referência sobre o tema [39, 49, 50]. Assim entende-se que os avanços no conhecimento e nas metodologias de análise de resposta à ação sísmica e de vulnerabilidade sísmica, em particular para edifícios de alvenaria, são relativamente recentes.

Dada a importância dos edifícios de cariz público e histórico, como sejam as escolas, não só por serem locais de grande aglomeração de pessoas mas também pelo seu carácter simbólico de avanço civilizacional, as normas de projeto atribuem-lhes coeficientes de importância elevados. Poderá ler-se nesta distinção o carácter mais social da engenharia civil que pretende não só proteger as populações e minimizar os custos provocados por eventuais catástrofes, mas também preservar o edificado como património cultural da sociedade.

## 1.2 Objetivos da dissertação

O caso de estudo ao qual se propõe analisar a vulnerabilidade sísmica nesta dissertação é o edifício principal da Escola Secundária de Camões, em Lisboa. A estrutura de alvenaria, madeira e ferro foi classificada em 2012 como monumento de interesse público [42]. A Escola tornou-se numa referência nacional não só por ser o primeiro liceu moderno de Lisboa, projeto inovador de arquitetura escolar pelo arquiteto Ventura Terra, mas também pelas figuras notáveis da história e da cultura portuguesa que lá estudaram ou lecionaram. O estado de degradação em que se encontra já foi motivo para várias moções de partidos políticos que apelam à sua reabilitação [37, 38] bem como petições públicas, um parecer técnico do LNEC [36] e diversas iniciativas organizadas pelos pais, alunos e ex-alunos da instituição com o objetivo de alertar para o perigo a que os cerca de 2000 frequentadores do estabelecimento estão sujeitos diariamente. A escola esteve inserida no programa Parque Escolar e teve data para o início das obras de reabilitação marcada para agosto de 2011, processo que foi suspenso até hoje.

A análise da vulnerabilidade sísmica do edifício efetuar-se-á recorrendo aos resultados obtidos através de análises estáticas não lineares (*pushover*), realizadas sobre um modelo numérico 3D elaborado no programa 3Muri, que tem por base um método de macro-elementos (FME). O método alia conhecimentos teóricos e empíricos sobre o comportamento de estruturas de alvenaria quando sujeitas a carregamentos laterais. Aplicar-se-ão regras e normas sugeridas por diferentes códigos e metodologias de análise sísmica reconhecidas globalmente, como sejam o EC8 [25], a NTC [34], o ATC40 [1], o HAZUS [17] ou o Risk-UE [11] na elaboração de diferentes critérios de vulnerabilidade sísmica.

Pretende-se, desta forma, participar no aprofundamento do conhecimento que existe sobre a problemática, validando métodos de análise estática não-linear para estruturas de alvenaria irregulares, bem como formas de interpretar os resultados obtidos sobre a vulnerabilidade global da estrutura.

### **1.3 Organização do trabalho**

A dissertação está estruturada em sete capítulos, dos quais se faz um breve resumo:

- Capítulo 1. Introdução - aborda o tema da sismicidade em geral como componente importante para a sociedade e em particular para a engenharia civil. Esclarecem-se os objetivos da dissertação e a organização da mesma.
- Capítulo 2. Alvenaria e análise por macro-elementos - apresenta as características gerais das alvenarias e o seu comportamento face a solicitações sísmicas. Partindo dessas particularidades do material, fundamenta-se de forma sintética o método utilizado para as análises a efetuar sobre o caso de estudo.
- Capítulo 3. Vulnerabilidade sísmica - discorre sobre o tipo de resultados e a forma de tratamento desses mesmos resultados que se fará ao longo do trabalho.
- Capítulo 4. Caso de estudo - refere-se à estrutura a analisar. A geometria, os materiais, o estado de degradação, as intervenções e alguns pormenores são apresentados de forma a que se conheça o edifício. Expõem-se e explicitam-se as opções de modelação tomadas na elaboração do modelo numérico a analisar.
- Capítulo 5. Análise de resultados - apresenta os resultados das análises efetuadas sobre a estrutura, assim como o tratamento e interpretação dos mesmos.
- Capítulo 6. Proposta de reforço - retrata de forma sucinta a proposta de reforço do edifício bem como os resultados obtidos através da sua análise, apresentando as interpretações e verificações efetuadas.
- Capítulo 7. Conclusões - finaliza o documento, com as conclusões e os comentários que resultam da elaboração e desenvolvimento do trabalho.



## Capítulo 2

# Alvenaria e análise por macro-elementos

### 2.1 Características mecânicas da alvenaria

Genericamente, alvenaria é um material composto por elementos de pequena dimensão (como sejam pedras ou tijolos de barro, por exemplo) unidos entre si por ligantes.

Exatamente por ser um material compósito e pela variabilidade das técnicas construtivas é difícil caracterizar de forma precisa as propriedades mecânicas de determinada alvenaria. Foram desenvolvidos vários métodos para a obtenção de parâmetros mecânicos para as alvenarias, os quais são geralmente agrupados em dois grandes grupos: os métodos diretos e os métodos indiretos.

Os métodos diretos têm por base a realização de ensaios, sejam *in-situ* ou em laboratório. Em teoria, os resultados obtidos a partir de ensaios cuidados seriam os mais indicados e fiáveis para a caracterização da alvenaria. Na prática, os ensaios experimentais *in-situ* em edifícios existentes são, na maioria dos casos, inexecutáveis e, quando executáveis, pouco fiáveis [30]. O procedimento dos ensaios *in-situ* da resistência ao corte de uma parede de alvenaria faz-se recorrendo a ensaios destrutivos de painéis de dimensões  $1,0 \times 1,0$  m através do ensaio à compressão axial ou a ensaios mais complexos de compressão-corte [10, 44]. Compreende-se que as condições para a realização deste tipo de ensaios são pouco frequentes. Os ensaios menos destrutivos são geralmente definidos para determinadas tipologias de alvenaria não podendo ser generalizados, como por exemplo o *Shove test*. A falta de normalização destes testes apresenta-se também como um problema, visto que não se garante uma uniformização dos procedimentos, existindo assim a possibilidade de se obter resultados muito diferentes.

Por sua vez, os métodos indiretos baseiam-se em fórmulas empíricas que assentam geralmente nas características mecânicas de cada um dos componentes da alvenaria. Por exemplo, o valor de cálculo da resistência

característica à compressão da alvenaria que o EC6 [8] sugere é dado por

$$f_k = k \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (2.1)$$

onde  $k$  é uma constante que depende do tipo de unidade de alvenaria e respetivo grupo, e do tipo de argamassa,  $f_b$  é o valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria e  $f_m$  representa o valor da resistência à compressão da argamassa.

Sendo que estas fórmulas empíricas poderão ser uma boa aproximação às características de determinada alvenaria é perceptível que os EC's não atribuam a devida influência aos pormenores estruturais que constituem as alvenarias e o impacto que têm nas características da mesma, especialmente no que diz respeito à resposta sísmica. De facto, existem algumas inconsistências entre o EC6 e o EC8 [30]: ambas as normas EN 1996 [8] e EN 1998-3 [9], no Anexo C, propõem um critério de resistência ao corte (para uma resposta no-plano) com uma formulação do tipo Mohr-Coulomb que se traduz pela equação

$$V_R = f_v t l_c \quad (2.2)$$

na qual  $t$  representa a espessura da parede,  $l_c$  o comprimento da parte comprimida na secção transversal e

$$f_v = f_{v0} + 0.4 \sigma_d \leq f_{v,lim} \quad (2.3)$$

é a resistência ao corte, onde  $f_{v0}$  é a resistência ao corte inicial na ausência de carga vertical,  $\sigma_d$  é a tensão de compressão ao longo de  $l_c$  e  $f_{v,lim}$  é o valor limite relacionado com a cedência das unidades.

Ora a EN 1996 define  $f_{v,lim} = 0.065 f_b$  onde  $f_b$  é a resistência à compressão das unidades de alvenaria, enquanto o Anexo C da EN 1998-3 define  $f_{v,lim} = 0.065 f_m$  onde  $f_m$  é a resistência à compressão da alvenaria.

Existe também um critério para avaliar a capacidade de elementos de alvenaria sujeitos a forças axiais e a deformação no-plano referido na secção C.4.2.1(3) da EN 1998-3, que é diferente do procedimento dado pela EN 1996 [30].

Pode-se concluir que ambos os métodos, diretos e indiretos, não resolvem perfeitamente o problema da definição das características mecânicas da alvenaria. Uma alternativa a estes métodos é proposta e posta em prática em Itália pela NTC08 [34]. Baseando-se no conhecimento aprofundado sobre a geometria das estruturas a analisar com informação sobre os pormenores construtivos, alia o nível de conhecimento que se tem sobre os materiais utilizados e sobre a estrutura a uma tabela (tabela 2.1) elaborada através da compilação de dados experimentais extensos sobre as características mecânicas das diferentes tipologias.

Os pormenores construtivos que se devem contemplar são: a qualidade das ligações entre as paredes verticais, a qualidade das ligações entre pavimentos ou coberturas e as paredes, a presença de cintas periféricas ou outras soluções,

a presença de lintéis estruturalmente eficientes sobre as aberturas, a presença de contraventamentos, a presença de elementos muito vulneráveis sejam estruturais ou não estruturais, a tipologia da alvenaria (pedra ou tijolo, unidades regulares ou irregulares, um ou mais panos, com ou sem ligações transversais) [30].

Tabela 2.1: Valores de referência das propriedades mecânicas e pesos específicos de tipos de alvenaria (retirado da tabela C8A.2.2. da Circ. NTC08 [35])

Tipo de Alvenaria	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	min-max	min-max	-
Pedra irregular (seixos, pedras erráticas)	1.0	0.020	690	230	19
	1.8	0.032	1050	350	
Pedra não talhada paredes de enchimento	2.0	0.035	1020	340	20
	3.0	0.051	1440	480	
Pedra talhada com boa ligação	2.6	0.056	1500	500	21
	3.8	0.074	1980	660	
Pedras macias (como o calcário)	1.4	0.028	900	300	16
	2.4	0.042	1260	420	
Blocos de pedra quadrados	6.0	0.090	2400	780	22
	8.0	0.120	3200	940	
Tijolo maciço com argamassa de cal	2.4	0.060	1200	400	18
	4.0	0.092	1800	600	

Na tabela 2.1,  $f_m$  representa a resistência média à compressão,  $\tau_0$  a resistência média ao corte,  $E$  o valor médio do módulo de elasticidade normal,  $G$  o valor médio do módulo de elasticidade tangencial e  $w$  o peso específico médio.

Esta tabela refere-se a valores para alvenarias com ligante de má qualidade, à falta de capacidade da alvenaria se comportar monoliticamente, a paramentos mal ligados entre si e a alvenaria não consolidada. Existem coeficientes a aplicar posteriormente que correspondem a melhorias ou agravamento das propriedades de acordo com as inspeções realizadas.

Esta possibilidade que a norma italiana nos disponibiliza revela um avanço em relação às normas portuguesas e europeias, uma vez que uma boa caracterização de materiais heterogêneos como as alvenarias implica um estudo muito aprofundado e uma quantidade quase sempre impraticável de ensaios, tanto pelo custo como pela impossibilidade de se realizarem ensaios destrutivos em edifícios existentes e a recuperar.

Recorrer a tabelas elaboradas com base num vasto número de casos de estudo muito aprofundados e muito bem fundamentados acaba por garantir valores mais próximos da realidade do que realizar ensaios aos materiais constituintes das estruturas a analisar, ensaios esses que, pelas razões anteriormente descritas, são, na maioria dos casos, insuficientes.

## 2.2 Comportamento sísmico das estruturas de alvenaria

É importante perceber como se comportam as paredes de alvenaria na resposta a ações horizontais, visto que revelam características próprias.

A resistência da alvenaria é muito maior a forças que atuam no plano da parede do que a forças que atuam ortogonalmente ao plano. Tem-se, por isso, que a eficácia de paredes de alvenaria é muito maior quando funcionam como contraventamento. É esta a razão para que as ligações entre as paredes ortogonais assumam uma importância preponderante neste tipo de estruturas como se exemplifica na figura 2.1.

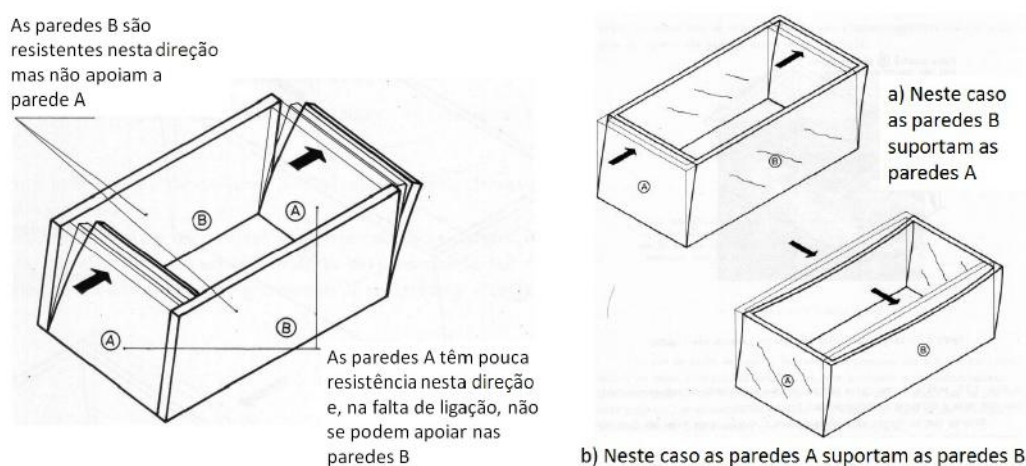


Figura 2.1: Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de [6])

Na figura 2.2 observa-se a diferença entre b), um sistema de "caixa", isto é, um sistema que permita o contributo dos pavimentos para a distribuição das solicitações pelas paredes que estejam no plano da força, e a), a inexistência de pavimento.

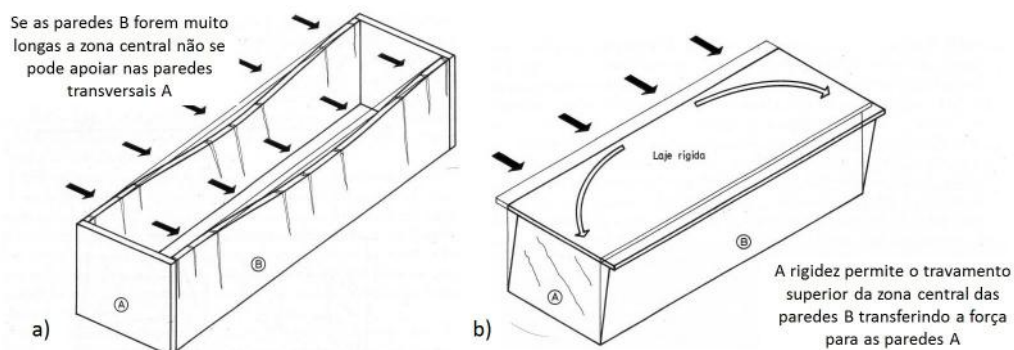


Figura 2.2: Efeitos da ligação entre os pavimentos e as paredes (adaptado de [6])

A importância de boas ligações entre as paredes extravasa a resistência às cargas horizontais, sendo também importantes para a distribuição das forças verticais. Mesmo que o pavimento distribua as cargas numa só direção, uma boa ligação entre paredes ortogonais permite distribuir a carga vertical pelas duas paredes (figura 2.3).

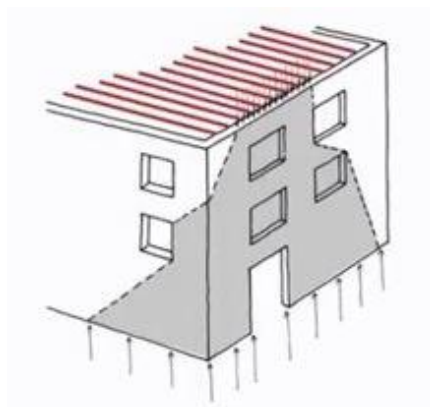


Figura 2.3: Distribuição de cargas verticais [7]

Os mecanismos de colapso em estruturas de alvenaria dão-se geralmente pelas paredes resistentes e podem ser classificados em dois grupos [22]: fora-do-plano das paredes e no-plano das paredes.

Os modos de rotura fora-do-plano ocorrem ortogonalmente ao plano médio da parede e a quantidade de energia necessária para o colapso é relativamente pequena. Decorrem, geralmente, de más ligações entre paredes ortogonais ou de más ligações entre paredes e pisos. São mecanismos do tipo local mas a consequente falta de apoio dos pisos superiores à rotura bem como os efeitos de segunda ordem,  $p-\Delta$ , podem levar, eventualmente, ao colapso global da estrutura. Podem-se ver alguns exemplos deste tipo de mecanismo na figura 2.4.

A	B1	B2	C	D	E	F
Rotação vertical	Rotação com 1 ala lateral	Rotação com 2 alas laterais	Colapso de canto	Rotação parcial	Rotação de faixa vertical	Arco vertical

Outros mecanismos locais				Colapsos associados	
G	H	I	L	Colapso de cobertura/piso	Colapso da alvenaria
Arco horizontal	Rotura no plano	Adição vertical	Rotação de empena		
					pouca coesão do material

Figura 2.4: Exemplos de mecanismos de colapso locais e fora-do-plano (adaptado de [12])

Os mecanismos de rotura no-plano de uma parede de alvenaria podem dar-se por flexão-compressão, por corte-deslizamento ou por corte com fissuração diagonal [31] (figura 2.5).

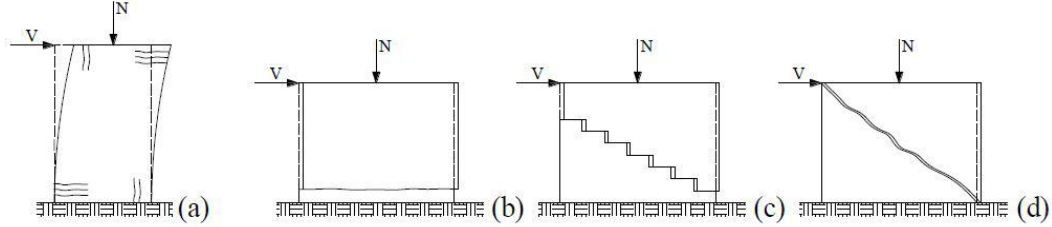


Figura 2.5: Modos de rotura no-plano: a) flexão-compressão; b) corte com deslizamento horizontal; c) corte com deslizamento diagonal; d) corte com fissuração diagonal [33]

O cálculo dos valores para a resistência dos painéis de alvenaria tem em consideração as características geométricas dos elementos e as características mecânicas do material constituinte. Os critérios estão bem explicitados no manual do utilizador do programa 3Muri [45], os quais se resumem de seguida.

A resistência última à flexão composta, figura 2.5 a), pode ser definida por

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{k f_m} \right) = \frac{N l}{2} \left( 1 - \frac{N}{N_u} \right)$$

onde  $l$  é a largura do painel de alvenaria,  $t$  a espessura,  $\sigma_0$  a tensão normal de compressão,  $k$  o fator de distribuição da tensão normal equivalente ao retângulo (0,85),  $f_m$  a resistência média à compressão da alvenaria,  $N$  a ação axial de compressão e  $N_u$  é a resistência de compressão última da alvenaria.

O critério de Turnšek e Čačovič [49] descreve a resistência última ao corte com fissuração diagonal, figura 2.5 d), que pode ser calculada por

$$V_{u,f,diag} = l t \frac{1.5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 \tau_0 l t}}$$

onde  $\tau_0$  é a tensão de corte diagonal máxima e  $b$  é o quociente entre a altura do elemento e a sua largura ( $1 \leq b \leq 1,5$ ).

A rotura por corte-deslizamento, figura 2.5 b) e c), é descrita pela teoria de Mohr-Coulomb e é dada pelo menor valor entre  $V_R$  e  $V_{lim}$  sendo

$$V_R = \frac{1}{2} N \frac{3 f_{v0} l t + 0.8 N}{3 \alpha f_{v0} h t + N}$$

$$V_{lim} = \frac{3}{2} N \frac{f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N}$$

onde  $f_{v0}$  é a resistência da alvenaria ao corte sem compressão e  $\alpha$  é uma

constante dada por  $\alpha = \frac{M_{max}}{M_{max} + M_{min}}$ .

Pela figura 2.6 percebe-se que, seguindo os critérios adotados, o modo de rotura que ocorre depende do carregamento e que não existe um modo predominante.

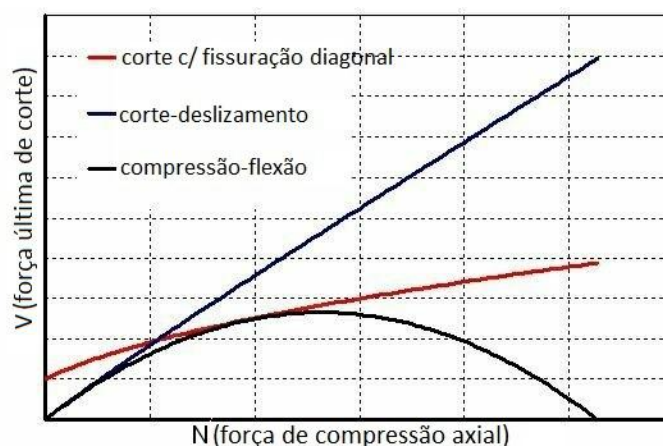


Figura 2.6: Comparação entre os critérios de resistência (adaptado de [45])

Do ponto de vista da construção tem-se, de forma resumida, como fatores que afectam a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura de alvenaria:

- a qualidade dos pormenores construtivos;
- a qualidade dos materiais constituintes da alvenaria bem como da alvenaria em si;
- a propensão para que ocorram ações fora-do-plano;
- a excessiva esbelteza das paredes;
- a qualidade das ligações entre paredes;
- a qualidade das ligações entre paredes e pavimentos;
- o comportamento mais ou menos rígido dos pavimentos;
- a irregularidade na distribuição da rigidez, irregularidade em altura, irregularidade em planta.

## 2.3 Análise estática não-linear por macro-elementos

Até há relativamente pouco tempo, as análises sísmicas de estruturas de alvenaria tinham por base o conceito de coeficiente sísmico. Com o avanço do conhecimento, realizaram-se vários estudos experimentais que abordam a resposta em deslocamento das paredes de alvenaria [33]. Autores como

Turnšek e Čačovič [49] ou Tomažević [48] mostraram que se pode tirar partido das características de ductilidade das estruturas de alvenaria. As paredes de alvenaria, mesmo danificadas, conseguem resistir ao carregamento vertical quando sujeitas a um carregamento lateral cíclico (figura 2.7).

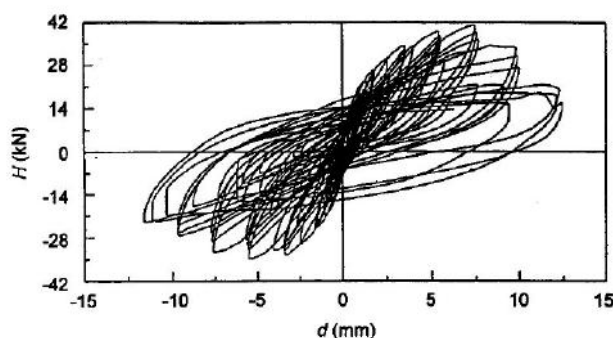


Figura 2.7: Relação força-deslocamento lateral típica de uma parede de alvenaria, obtida por ensaio de resistência lateral cíclica [48]

O primeiro método de análise estática não linear criado especificamente para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria, o POR, foi criado depois de uma investigação profunda por Tomažević em 1978 [47].

Desde então, tem-se assistido à criação de muitas metodologias de análise principalmente para edifícios em betão cujos desenvolvimentos e novas informações não deixam de ser úteis para o estudo de estruturas de alvenaria.

De forma resumida os métodos de análise estática não linear, também conhecidas por análises *pushover*, passam pela aplicação de forças horizontais à estrutura de forma estática, mas incremental, e retornam a resposta não linear dos elementos resistentes. Desta forma, é possível acompanhar a evolução de dano dos elementos e trabalhar a informação de variadíssimas formas. O resultado mais comum e imediato destas análises é a curva de capacidade, que traduz a força de corte na base da estrutura em função do deslocamento de um ponto de controlo.

É usual aplicar simplificações a este tipo de análises recorrendo a diferentes métodos, dos quais se pode realçar o método do espectro de capacidade [19] e o método N2 [16]. Ambos recorrem à simplificação das estruturas de  $n$  graus de liberdade para estruturas de um grau de liberdade. Os resultados destas simplificações permitem, por exemplo, verificar as exigências sísmicas preconizadas no EC8 [25] ou elaborar as curvas de fragilidade da estrutura. Na figura 2.8 mostra-se a aplicação de uma análise *pushover* numa estrutura genérica.

O programa que se utilizará de forma a proceder à análise estática não linear, o 3Muri [45], assenta na utilização de macro-elementos que traduzem o comportamento cíclico dos painéis de alvenaria. É o comportamento no plano das paredes que se estudará visto que, como se referiu anteriormente, é no plano que



se dá a resistência às cargas horizontais numa estrutura de alvenaria.

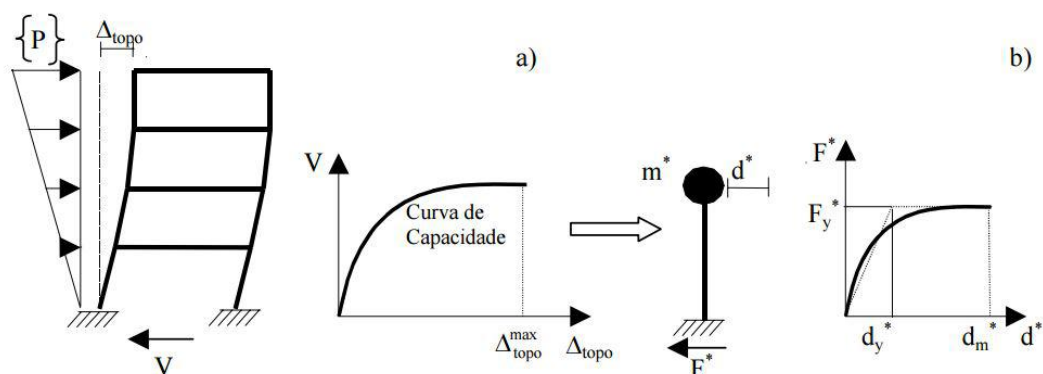


Figura 2.8: Definição da curva de capacidade: a) na estrutura; b) no sistema de 1 GDL equivalente [3]

A observação extensa dos danos causados por sismos passados permite verificar que, em paredes com aberturas, os mecanismos plásticos concentram-se essencialmente em dois locais: nos nembos e nos lintéis. Os nembos são os elementos verticais principais que suportam os carregamentos verticais e horizontais; os lintéis, que simplificadamente são os elementos entre duas aberturas verticais alinhadas, são elementos secundários no que diz respeito a cargas verticais mas que funcionam como elemento de ligação entre pilares na resposta a ações horizontais. A importância destes elementos secundários é também significativa no que diz respeito à influência que têm nas condições de fronteira dos nembos, permitindo ou restringindo rotações, o que tem impacto na capacidade resistente das paredes face a cargas horizontais [27]. Simplificando, tomando a parede como pórticos equivalentes, os nembos correspondem às colunas e os lintéis às vigas.

Os nós rígidos que se podem observar na figura 2.9 correspondem aos locais onde, estatisticamente, não ocorrem danos quando as estruturas são sujeitas a cargas do tipo sísmico, servindo apenas de ligação entre os diferentes elementos considerados flexíveis (nembos e lintéis).

A definição geométrica dos diferentes elementos, flexíveis e rígidos, foi alvo de vários estudos sendo a regra de Dolce [15] a mais comumente utilizada (figura 2.10).

A filosofia do método passa então por modelar o comportamento não-linear destes elementos flexíveis quando sujeitos a carregamentos do tipo sísmico, ou seja, aplicar as regras de resistência referidas na secção 2.2, através dos macro-elementos propostos por Gamborotta e Lagomarsino [20] e desenvolvidos por Brencich e Lagomarsino [4].

Estes macro-elementos são constituídos por três partes, como se pode verificar na figura 2.11.

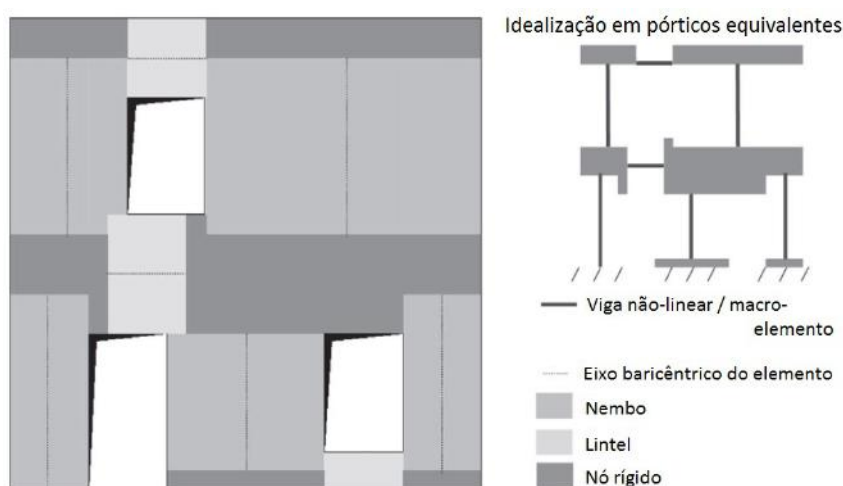


Figura 2.9: Exemplo da idealização em pórticos equivalentes num caso de aberturas irregulares (adaptado de [27])

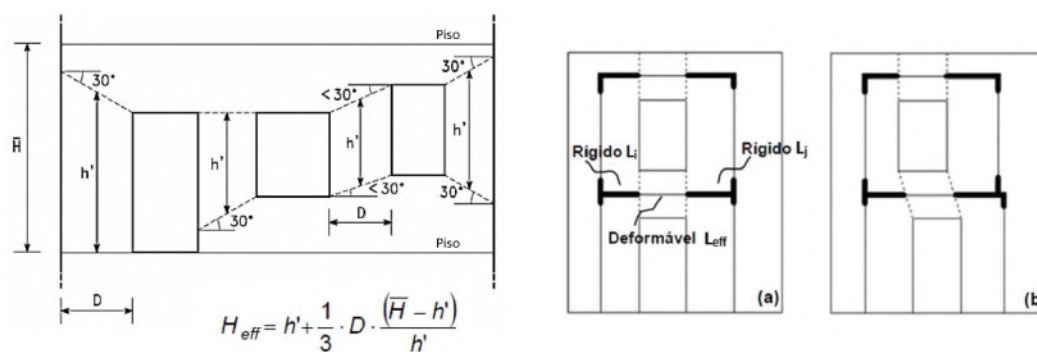


Figura 2.10: Regras geométricas de Dolce [15] para: nembos à esquerda; lintéis à direita a) aberturas regulares b) aberturas irregulares

A parte central não admite nem deformação axial nem por flexão mas sofre deformação por corte. Já as partes superiores e inferiores apresentam os efeitos da extensão e da flexão, não sendo suscetíveis ao corte.

Assim tem-se que a parte central do macro-elemento traduz a resistência e os efeitos das ações de corte, enquanto que as extremidades traduzem o efeito da flexão-compressão.

De forma resumida, a análise por macro-elementos sustem-se nas seguintes características [45]:

1. rigidez inicial dos macro-elementos dada pelas propriedades elásticas;
2. o comportamento bilinear tem valores máximos de corte e de flexão de acordo com os calculados para os estados limites, como explicitado na secção 2.2;
3. redistribuição das forças internas de acordo com o equilíbrio do elemento;

4. detecção de estados limite de dano considerando parâmetros de dano globais e locais;
5. degradação da rigidez no estado plástico;
6. controlo da ductilidade pela limitação do deslocamento,  $\delta_u$ , baseado no mecanismo de colapso, de acordo com a norma italiana [34] e com o EC8 [25];
7. eliminação do elemento ao atingir o deslocamento último sem interrupção da análise global.

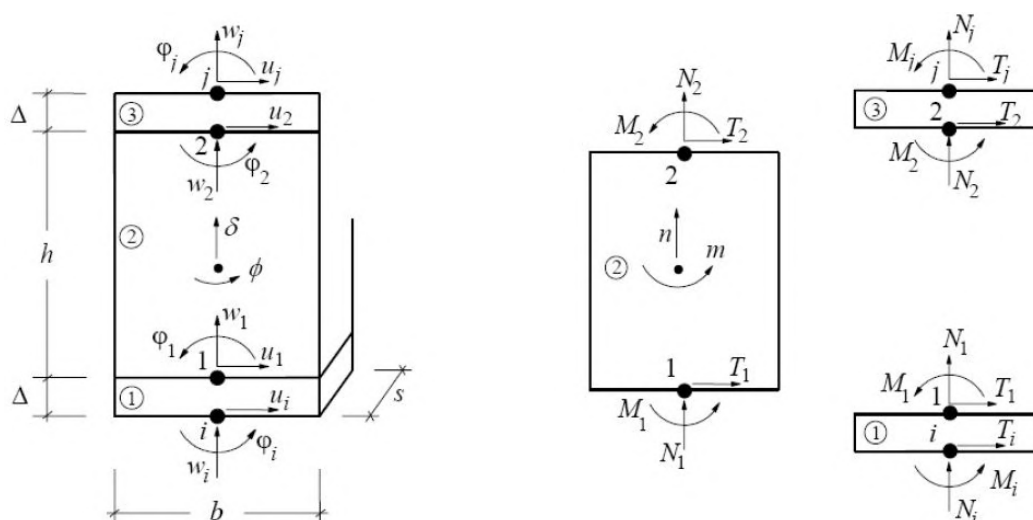


Figura 2.11: Macro-elementos e variáveis cinemáticas e estáticas (adaptado de [4])

Ao modelar a estrutura em 3D, o programa identifica as paredes como estruturas planas num sistema de coordenadas cartesianas local. Este sistema de coordenadas local é definido em relação ao global (X,Y,Z) de acordo com as coordenadas de um ponto da parede e o ângulo formado com o eixo dos X global (figura 2.12 a)). Desta forma, os nós de cada parede podem ser definidos bidimensionalmente com 3 graus de liberdade de forma a modelar a resposta no plano das paredes.

Já os nós de ligação entre paredes ortogonais ou que se intersectam são definidos como tridimensionais mas com apenas 5 graus de liberdade ( $u_X, u_Y, u_Z, \text{rot}X, \text{rot}Y$ ), uma vez que, devido à hipótese de comportamento de membrana das paredes e pavimentos, pode-se desprezar a rotação em torno de Z. Estes nós 3D obtêm-se juntando dois nós rígidos 2D pertencentes aos planos de duas paredes que se intersectem, projetando os graus de liberdade locais ao longo dos eixos globais (figura 2.12 b)) [33].

O programa gera a malha de macro-elementos automaticamente de acordo com as regras e hipóteses apresentadas anteriormente e simula a transferência de

esforços entre os diferentes elementos garantindo as ligações entre os nós dos macro-elementos criados.

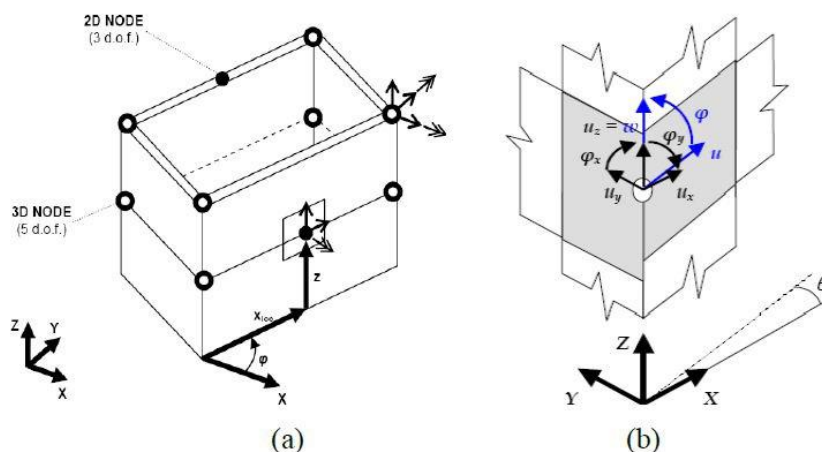


Figura 2.12: Esquema de: (a) nós 2D e 3D, (b) graus de liberdade de nó 3D [33]

A figura 2.13 ilustra um exemplo de uma malha 3D com macro-elementos, bem como a planificação de uma das paredes onde se pode observar tanto os nêmbos, os lintéis e os nós rígidos como as ligações entre os nós dos elementos, por onde os esforços podem ser transmitidos [33]

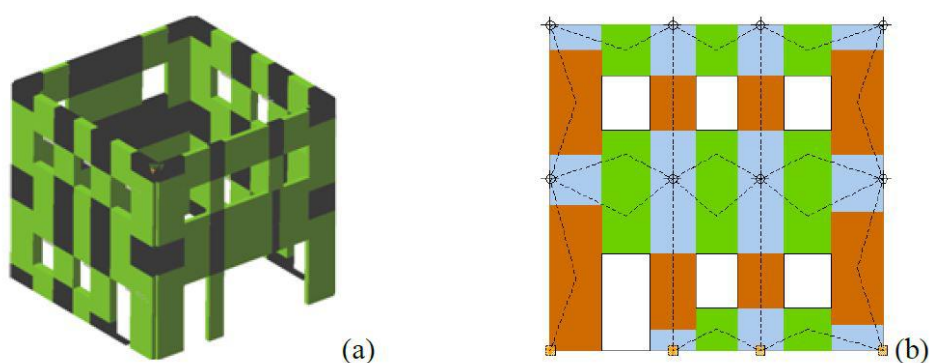


Figura 2.13: Malha (a) tridimensional de um edifício regular e (b) bidimensional de uma fachada [33]

## Capítulo 3

# Vulnerabilidade sísmica

### 3.1 Introdução

Comummente o risco sísmico,  $R$ , é avaliado em função de três variáveis: a perigosidade sísmica,  $H$ , a exposição,  $E$ , e a vulnerabilidade sísmica,  $V$  (equação 3.1).

$$R = f(H, E, V) \quad (3.1)$$

É também comum e pertinente a inclusão de uma variável de custo [5], ainda que não seja importante no âmbito desta dissertação.

A perigosidade sísmica é o parâmetro mais difícil de controlar visto que está associada de forma direta ao evento sísmico. Não é difícil entender que os valores decorrentes do sismo são praticamente impossíveis de condicionar, ainda que se possam prevenir ou mitigar o efeito de alguns eventos colaterais, como sejam os maremotos, os deslizamentos de terras ou a propagação de incêndio, por exemplo. A exposição é um valor que depende da zona na qual os edifícios estão localizados. É um fator que não é passível de se reduzir quando se analisa edificado já existente.

Será sobre a vulnerabilidade sísmica que se pode reduzir o risco sísmico associado a cada edifício de forma mais controlada, assunto tratado neste capítulo.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo passa pelo acompanhamento da evolução do estado de dano em cada elemento ao longo das curvas de capacidade resultantes das análises efetuadas, o que permite um conhecimento aprofundado sobre o comportamento da estrutura face às cargas horizontais. Ao identificar as zonas e os elementos mais vulneráveis, é possível elaborar propostas de reforço muito eficazes e fundamentadas.

Globalmente, efetuar-se-á não só a verificação ao estado limite último preconizada no EC8, mas também elaborar-se-ão as curvas de fragilidade da estrutura para as diversas análises consideradas. Para tal seguir-se-á a metodologia HAZUS [17] desenvolvida pela FEMA (*Federal Emergency Management Agency*), dos Estados

Unidos da América. Adaptar-se-ão os valores sugeridos na metodologia à realidade europeia, tendo como base a diretiva Risk-UE [11].

As curvas de fragilidade são um instrumento que permite traduzir o dano previsível da estrutura em probabilidades. Desta forma pode-se utilizá-las de forma a prever os custos de reparação versus os custos de reforço prévio e são um instrumento muito útil para a sensibilização da sociedade uma vez que os resultados são compreensíveis para a população geral.

O procedimento que se adota passa por quatro grandes passos [28]:

1. análise estática não linear da estrutura (*pushover*) com a obtenção da respetiva curva de capacidade do edifício;
2. conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade, seguindo a metodologia N2 (ou ATC40);
3. elaborar as curvas de fragilidade de acordo com a metodologia indicada em HAZUS, utilizando o projecto RISK-UE como fonte para os parâmetros correspondentes aos estados de dano;
4. avaliação do desempenho sísmico do edifício segundo o EC8 (ou o ATC40).

A título exemplificativo, utilizam-se os resultados da análise *pushover* à estrutura segundo o eixo Y, sentido positivo, na breve explicitação dos procedimentos que se segue.

## 3.2 Curvas de capacidade

Definidas no EC8 como a relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo, podem-se obter as curvas de capacidade através de uma análise estática não linear. Tal consiste na aplicação de cargas laterais incrementais, sob forças gravíticas constantes.

Devem ser aplicadas pelo menos duas distribuições de cargas horizontais: uma distribuição uniforme (forças horizontais proporcionais à massa independentemente da altura) cujo perfil de cargas é, geralmente, retangular; uma distribuição modal (as forças laterais aplicadas são proporcionais não só à massa dos elementos mas também aos deslocamentos das massas no modo de vibração fundamental) cujo perfil de cargas é, geralmente, triangular crescente, partindo da base até ao topo da estrutura.

A escolha do nó de controlo para o deslocamento não está completamente definida nas normas, nas quais se lê que o nó de controlo deverá localizar-se no topo do edifício e próximo do centro de massa. No entanto, pode-se verificar uma sensibilidade grande dos resultados das análises de acordo com a escolha do nó de controlo, isto porque podem ocorrer mecanismos de colapso locais que influenciem grandemente o deslocamento do nó, principalmente em edifícios cujos pisos são muito flexíveis. Deve-se escolher o nó de controlo de forma iterativa,

comparando o deslocamento do nó com o deslocamento médio dos elementos do piso, ou mesmo o deslocamento ponderado com as cargas de cada nó, de forma a que se garanta que o deslocamento do nó de controlo traduza a capacidade de deslocamento global da estrutura.

As curvas resultantes das análises *pushover* têm um andamento semelhante ao da curva verificado na figura 3.1. Este tipo de andamento permite observar que as estruturas apresentam três tipos de resposta aos carregamentos: numa primeira fase a resposta é praticamente elástica, segue-se uma fase de comportamento fendilhado e, por fim, a estrutura apresenta um comportamento plástico até ao final do carregamento (figura 3.2).

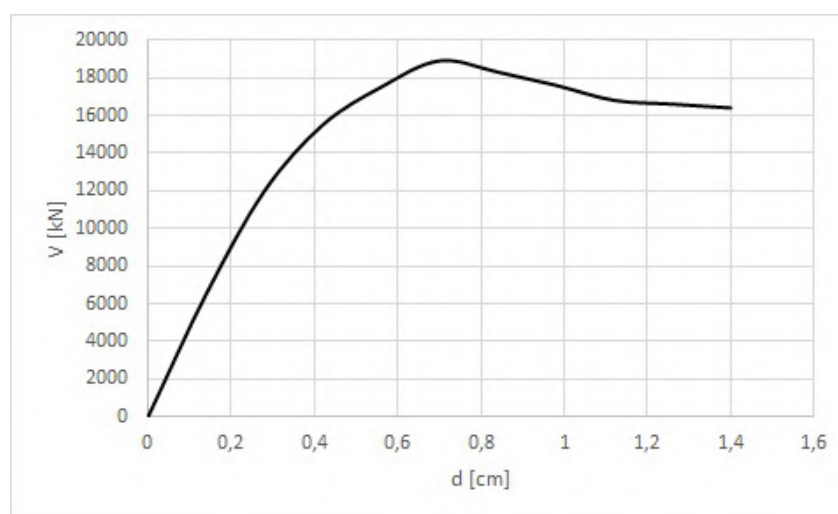


Figura 3.1: Curva de capacidade, Y+

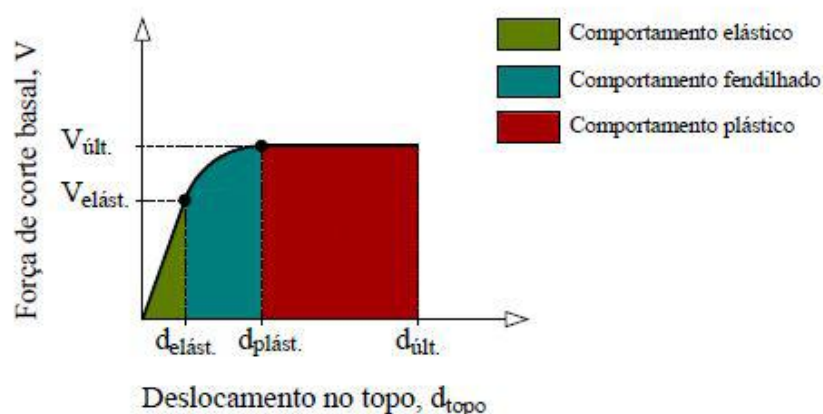


Figura 3.2: Curva de capacidade característica de uma estrutura com comportamento elasto-fendilhado-plástico [28]

Pode-se simplificar estas curvas de capacidade em curvas bilineares que traduzem o comportamento elástico da estrutura numa primeira fase e o comportamento plástico numa segunda. Estas simplificações permitem avaliar de forma rápida os valores de força basal e de deslocamento envolvidos nas análises efetuadas, bem como detetar rapidamente os valores para os quais ocorrem os primeiros mecanismos plásticos na estrutura. Pode-se observar na figura 3.3 a curva bilinear a cinzento.

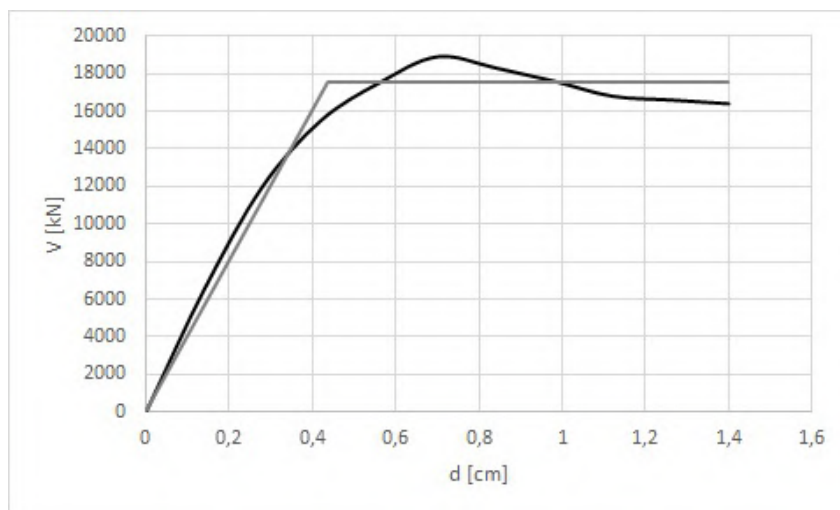


Figura 3.3: Curva de capacidade bilinear, Y+

### 3.3 Espectros de capacidade e deslocamento-alvo

Existem vários métodos para a transformação das curvas de capacidade em espectros de capacidade e para a obtenção do deslocamento-alvo, dos quais se destacam o método N2, preconizado no EC8 (Anexo B) e desenvolvido por Fajfar [16], e o método sugerido pela ATC40. Sendo o EC8 a norma europeia em vigor utiliza-se o método N2 para a obtenção dos parâmetros, ainda que os resultados obtidos através da ATC40 sejam idênticos.

O deslocamento-alvo, definido no EC8 [25] como "*a exigência sísmica (...) em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade*", será utilizado não só como verificação de exigência do EC8 mas também para a definição das probabilidades de dano a que a estrutura estará sujeita.

Os espectros de capacidade servirão não só como instrumento para obter o deslocamento-alvo, mas também como parâmetros com os quais se constroem as curvas de fragilidade.

Podem-se agrupar os procedimentos para a obtenção do deslocamento-alvo em dois grandes passos [28]: a conversão da curva de capacidade do edifício num



sistema equivalente de um grau de liberdade e a determinação da resposta sísmica desse mesmo sistema equivalente de 1 GDL.

Começa-se por calcular a massa do sistema equivalente,

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 \quad (3.2)$$

onde  $m_i$  é a massa do piso  $i$  e  $\Phi_i$  o deslocamento modal normalizado tal que  $\Phi_n = 1$ , sendo  $n$  o nó de controlo.

O coeficiente de transformação,  $\Gamma$ , que permite obter a força,  $F^*$ , e o deslocamento,  $d^*$ , do sistema equivalente de 1 GDL através das equações 3.4 e 3.5, é dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.3)$$

A força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema de vários graus de liberdade representam-se por  $F_b$  e  $d_n$ , respetivamente.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.5)$$

Define-se como a resistência última do sistema idealizado,  $F_y^*$ , o valor da força de corte basal aquando da formação do primeiro mecanismo plástico na estrutura. A curva bilinear idealizada força-deformação é traçada de forma a que a área sob a curva bilinear seja igual à área sob a curva força-deformação real (figura 3.4).

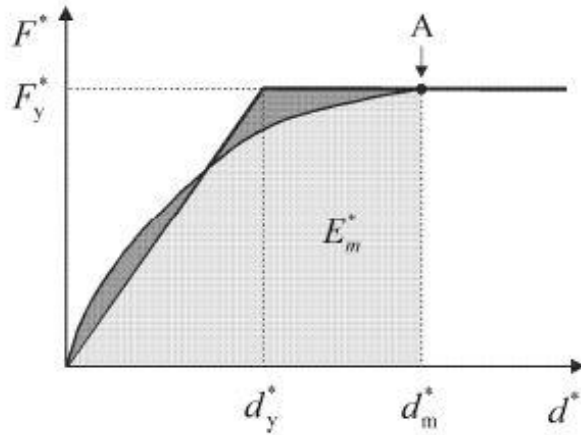


Figura 3.4: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica. *A* representa o primeiro mecanismo plástico [25]

O deslocamento no limite da plasticidade do sistema idealizado de 1 GDL,  $d_y^*$ , obtém-se por

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (3.6)$$

onde  $E_m^*$  representa a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

O período do sistema equivalente de 1 GDL é dado pela expressão 3.7.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.7)$$

Obtidos os parâmetros para o sistema idealizado de 1 GDL procede-se à determinação da resposta sísmica do sistema.

Este passo é feito pela sobreposição do espectro de capacidade do sistema ao espectro de resposta sísmica (figura 3.5), sendo o espectro de capacidade a curva bi-linear definida por  $\frac{F_y^*}{m^*}$ ,  $d_y^*$  e  $d_m^*$ .

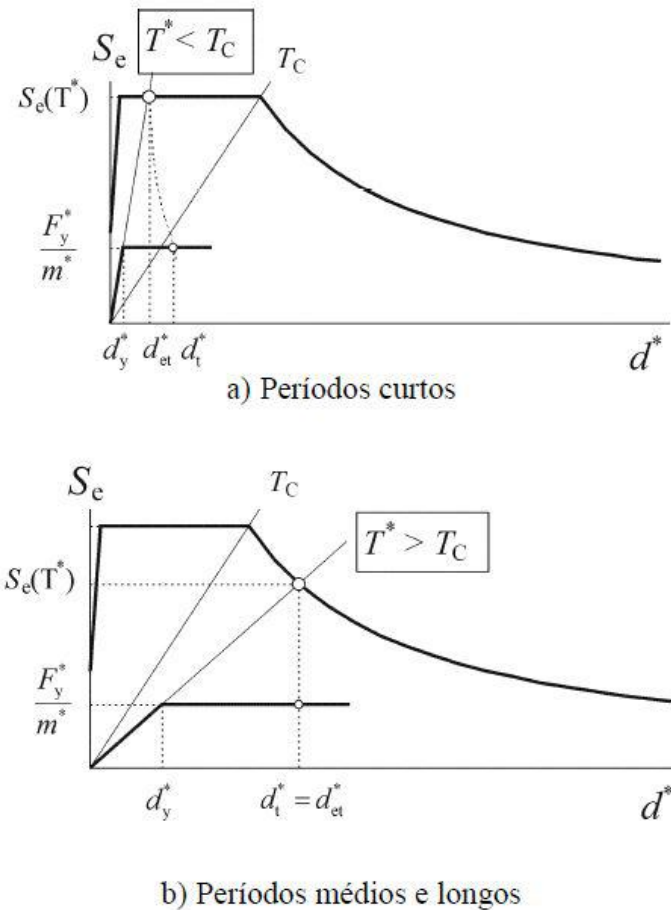


Figura 3.5: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de 1 GDL [25]

Como se observa na figura 3.5, a forma como se obtém o deslocamento-alvo para o sistema de 1 GDL depende do comprimento do período  $T^*$ .

Para  $T^*$  longos, isto é, de valor maior que  $T_C$  o deslocamento-alvo para o sistema equivalente,  $d_t^*$ , tira-se diretamente da intersecção dos espectros.

Para períodos curtos,  $T^* < T_C$ , se a resposta for não linear,  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , o deslocamento-alvo do sistema de 1 GDL calcula-se

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.8)$$

onde  $q_u$  relaciona a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado e na estrutura com resistência limitada.

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.9)$$

Caso a resposta seja elástica,  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , então  $d_t^* = d_{et}^*$ , podendo-se retirar o valor diretamente do gráfico.

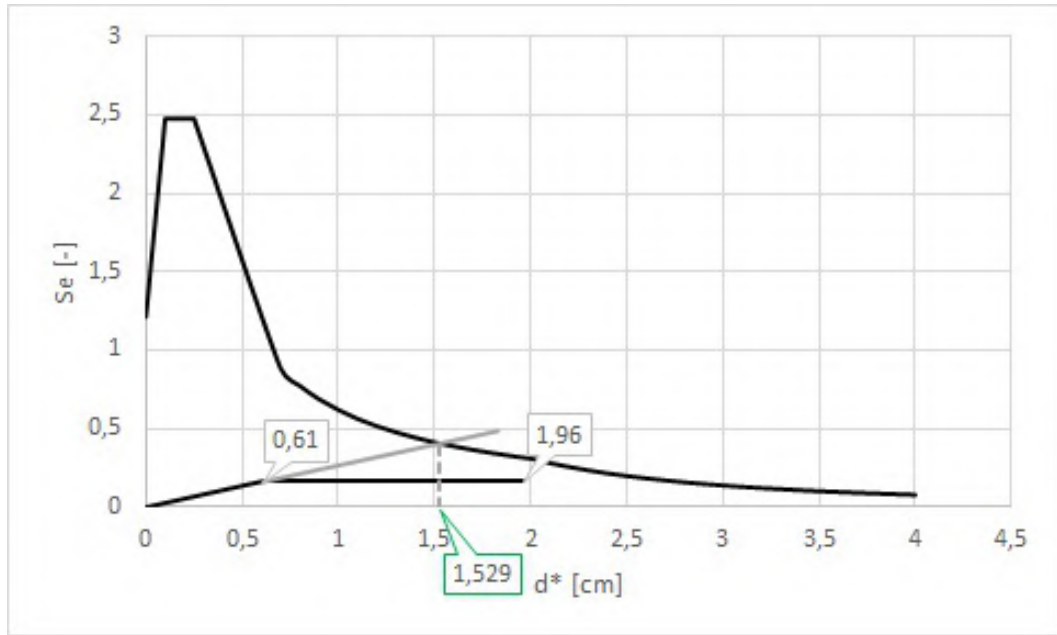


Figura 3.6: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema de 1 GDL, espectro de resposta para Y+, amortecimento 10% e sismo tipo II

### 3.4 Curvas de fragilidade

É prática comum agrupar o tipo de extensão de danos que podem ocorrer numa estrutura devido a um sismo em níveis de dano, o que permite uma leitura rápida sobre o que esperar em termos de custos e trabalhos de reparação que serão necessários ter em conta para determinada estrutura.

Estas classificações de danos têm em conta a tipologia dos edifícios visto que o tipo e a importância de danos que se encontram, por exemplo, em edifícios de alvenaria serão potencialmente diferentes dos danos que se encontram em edifícios de betão armado.

Existem vários documentos que abordam e agrupam os danos sísmicos, como a Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98 [23], ou a metodologia HAZUS [17] desenvolvida pelos americanos da *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) e do *National Institute of Building Sciences* (NIBS).

Sendo que é esta última abordagem a que se toma para a análise da vulnerabilidade do caso de estudo nesta dissertação, apresenta-se na tabela 3.1 a respetiva classificação de danos sísmicos.

Tabela 3.1: Estados de dano para edifícios de alvenaria não reforçada [17]

Estado de Dano Estrutural	Características
Ligeiro	Fissuras diagonais, em escada, na superfície da alvenaria; Fissuras de maior dimensão ou fendas na envolvente dos vãos das portas e janelas em paredes com aberturas de grandes dimensões; Movimento de Lintéis; Fissuras na base dos parapeitos.
Moderado	A maior parte das superfícies das paredes apresentam fissuras diagonais; Algumas paredes apresentam fissuras de maior dimensão ou fendas diagonais; As paredes de alvenaria podem ter uma separação visível dos diafragmas; Fendas significativas nos parapeitos; Queda de blocos de alvenaria de paredes ou parapeitos.
Extenso	Em edifícios com grande área de aberturas a maior parte das paredes tem fendas extensas; Queda de alguns parapeitos e de elementos salientes; Movimento de vigas ou treliças em relação aos suportes.
Completo	A estrutura colapsa ou está na iminência de colapso devido a falhas no próprio plano ou fora do plano; É expectável que aproximadamente 15% da área total do edifício de alvenaria com dano completo colapse.

As curvas de fragilidade permitem, tendo em conta a intensidade sísmica, obter a probabilidade do edifício igualar ou exceder cada um dos estados de dano definidos em função do deslocamento espectral.

O documento HAZUS [17] sugere a utilização de uma função densidade de probabilidade com distribuição *lognormal* para a construção das curvas.

Cada curva de fragilidade é definida de acordo com o valor mediano de deslocamento espectral e do desvio-padrão, que assegura a incerteza inerente ao estado de dano considerado.

Resulta, então, que a probabilidade de um determinado estado de dano estrutural ser igualado ou excedido obtém-se recorrendo à equação 3.10.

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d_{ds}}} \right) \right] \quad (3.10)$$

$S_d$  é o valor do deslocamento espectral,  $ds$  é o estado de dano em causa,  $\Phi$  é a função de distribuição cumulativa normal,  $\beta_{ds}$  é o desvio-padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral correspondente ao estado de dano e  $\bar{S}_{d_{ds}}$  é o valor mediano do deslocamento espectral em que o edifício atinge o limite do estado de dano.

Recorre-se ao projecto RISK-UE [11] para calcular os valores do desvio-padrão para cada estado de dano (expressões 3.11 a 3.14). Tem-se desta forma que o desvio-padrão contempla "a variabilidade associada à curva de capacidade, a variabilidade associada às exigências da ação sísmica e a incerteza associada ao cálculo do valor mediano para o limite de estado de dano em causa" [28].

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07 \ln(\mu_u) \quad (3.11)$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18 \ln(\mu_u) \quad (3.12)$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40 \ln(\mu_u) \quad (3.13)$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50 \ln(\mu_u) \quad (3.14)$$

Os valores do desvio-padrão  $\beta_{ds1}$ ,  $\beta_{ds2}$ ,  $\beta_{ds3}$  e  $\beta_{ds4}$  correspondem aos limites dos estados de dano ligeiro, dano moderado, dano extenso e dano completo, respetivamente.

A ductilidade última,  $\mu_u$ , pode-se obter pelo quociente entre o deslocamento espectral último,  $S_{d_u}$  e o deslocamento espectral de cedência  $S_{d_y}$  da estrutura.

Também dependentes destes dois parâmetros tem-se os valores medianos de deslocamento espectral,  $\bar{S}_{d_{ds}}$ , respetivos a cada um dos limites dos estados de dano (expressões 3.15 a 3.18) [2, 11].

$$\bar{S}_{d1} = 0,70 S_{d_y} \quad (3.15)$$

$$\bar{S}_{d2} = S_{d_y} \quad (3.16)$$

$$\bar{S}_{d3} = S_{d_y} + 0,25 (S_{d_u} - S_{d_y}) \quad (3.17)$$

$$\bar{S}_{d4} = S_{d_u} \quad (3.18)$$

Agrupando os resultados obtidos como a aplicação destas equações em tabelas com a tabela 3.2 torna-se mais simples a construção das curvas de fragilidade. Continua-se a exemplificar com os dados obtidos pela análise segundo Y+, pelo que os valores de  $S_{d_y}$  e  $S_{d_u}$  podem ser verificados na figura 3.6.

Tabela 3.2: Valores para a construção das curvas de fragilidade

Dir.	$\overline{Sd}_1(cm)$	$\beta_{ds1}$	$\overline{Sd}_2(cm)$	$\beta_{ds2}$	$\overline{Sd}_3(cm)$	$\beta_{ds3}$	$\overline{Sd}_4(cm)$	$\beta_{ds4}$
Y+	0,43	0,36	0,61	0,47	0,95	0,71	1,96	0,91

Para cada curva correspondente a um estado de dano definir-se-ão cinco coordenadas: a de probabilidade de ocorrência igual a 0, a de probabilidade de ocorrência igual a 1, a de probabilidade de ocorrência igual a 0,5 e duas outras que dependem do desvio-padrão lognormal da curva de fragilidade, uma,  $Sd_{1-}$ , correspondente ao nível -1, ou seja,  $\overline{Sd}_1 - \beta_{ds1}$ , e outra,  $Sd_{1+}$ , ao nível +1, ou seja,  $\overline{Sd}_1 + \beta_{ds1}$ .

Exemplifica-se com a curva de fragilidade correspondente ao estado de dano ligeiro.

Recorrendo à equação 3.10, pode-se obter o deslocamento espectral correspondente à probabilidade de igualar ou exceder o estado de dano ligeiro igual a 0 e a 1.

$$P[ds1|Sd] = 0 \Rightarrow \Phi(z) = -4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{S_d}{\overline{Sd}_1} \right) = -4 \Leftrightarrow Sd = \overline{Sd}_1 \times e^{-4\beta_{ds1}}$$

$$P[ds1|Sd] = 1 \Rightarrow \Phi(z) = 4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{S_d}{\overline{Sd}_1} \right) = 4 \Leftrightarrow Sd = \overline{Sd}_1 \times e^{4\beta_{ds1}}$$

Substituindo os valores de  $\overline{Sd}_1$  e  $\beta_{ds1}$  obtém-se:

$$P[ds1|Sd] = 0 \Rightarrow Sd = 0,43 \times e^{-4 \times 0,36} = 0,10 \text{ cm}$$

$$P[ds1|Sd] = 1 \Rightarrow Sd = 0,43 \times e^{4 \times 0,36} = 1,78 \text{ cm}$$

As restantes coordenadas são definidas pelos deslocamentos espectrais  $Sd_{1-}$ ,  $\overline{Sd}_1$  e  $Sd_{1+}$ . Tem-se, então:

$$Sd_{1-} = \frac{\overline{Sd}_1}{e^{\beta_{ds1}}} = \frac{0,43}{e^{0,36}} = 0,30 \text{ cm}$$

$$\overline{Sd}_1 = 0,43 \text{ cm}$$

$$Sd_{1+} = \overline{Sd}_1 \times e^{\beta_{ds1}} = 0,43 \times e^{0,36} = 0,61 \text{ cm}$$

Resta apenas calcular a probabilidade para cada um dos deslocamentos espectrais.

$$P[ds1|Sd_{1-}] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{Sd_{1-}}{\overline{Sd}_1} \right) \right] = \Phi \left[ \frac{1}{0,36} \ln \left( \frac{0,30}{0,43} \right) \right] = \Phi[-1] = 0,16$$

$$P[d_{s1}|\overline{Sd}_1] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{\overline{Sd}_1}{Sd_1} \right) \right] = \Phi \left[ \frac{1}{0,36} \ln \left( \frac{0,43}{0,43} \right) \right] = \Phi[0] = 0,5$$

$$P[d_{s1}|Sd_{1+}] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{Sd_{1+}}{\overline{Sd}_1} \right) \right] = \Phi \left[ \frac{1}{0,36} \ln \left( \frac{0,61}{0,43} \right) \right] = \Phi[1] = 0,84$$

Está-se assim em condições de traçar a curva de fragilidade para o estado de dano ligeiro (figura 3.7).

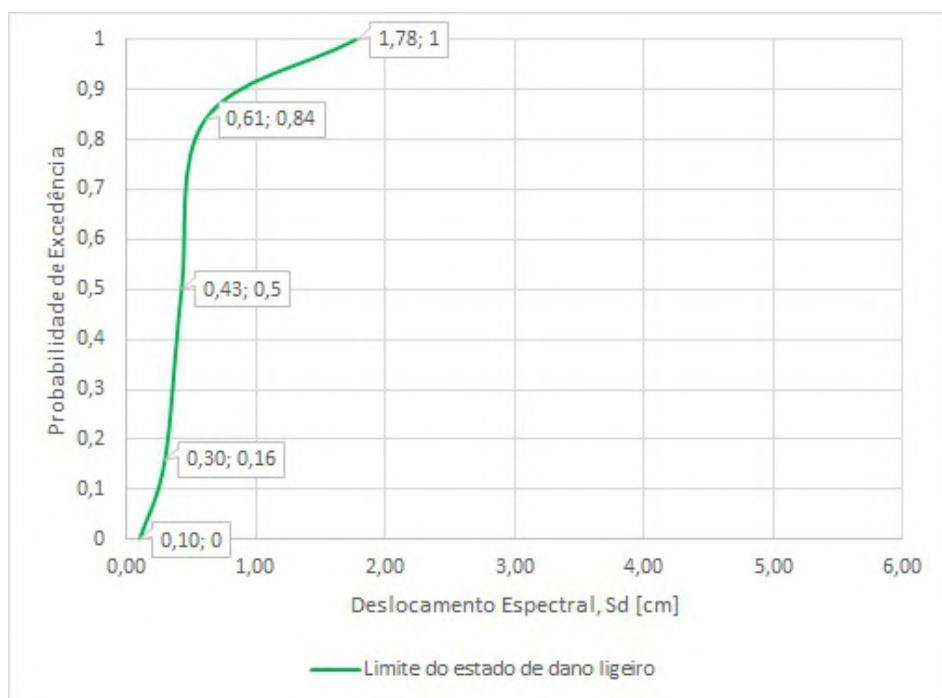


Figura 3.7: Construção da curva de fragilidade

### 3.5 Avaliação do desempenho sísmico

De forma a calcular a probabilidade de o edifício atingir ou ultrapassar cada estado de dano sobrepôr-se-á o deslocamento-alvo às curvas de fragilidade (figura 3.8).

A probabilidade de ocorrência de determinado estado de dano lê-se diretamente do gráfico. No exemplo que se apresenta tem-se que a probabilidade de ocorrência do estado de dano completo é de 41%, a probabilidade de ocorrência do estado de dano extenso é de 38%, de dano moderado 10%, de dano ligeiro 9% e a probabilidade de ausência de dano é de 2%.

Este tipo de análise deve ser realizada em ambos os sentidos e para os dois tipos de sismo considerados pelo EC8.

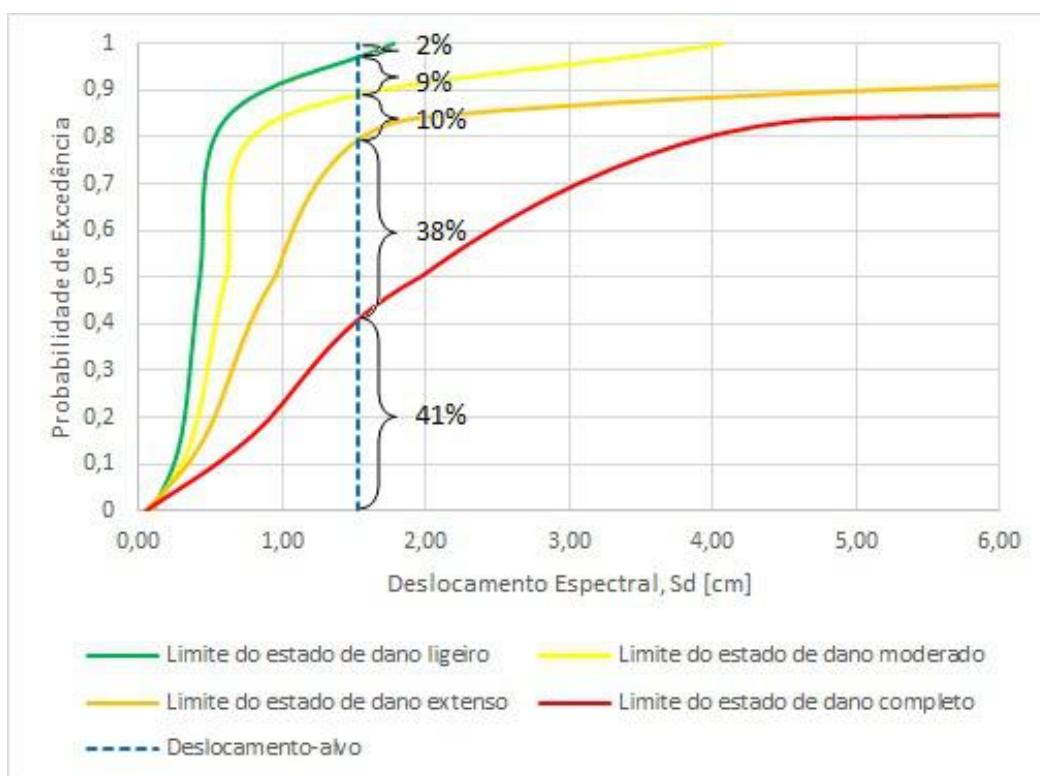


Figura 3.8: Determinação da probabilidade de ocorrência dos estados de dano para Y+ e sismo tipo II

Para além desta forma de avaliação do desempenho sísmico, considerar-se-ão também as verificações sugeridas pelo EC8 no que diz respeito ao deslocamento último do sistema de um grau de liberdade ultrapassar, ou não, o deslocamento-alvo calculado.



## Caso de estudo

A Escola Secundária de Camões, de projeto original da autoria do arquiteto Miguel Ventura Guerra, localiza-se na praça José Fontana, em Lisboa, e é composta por vários edifícios construídos em diferentes datas.

Com base no documento elaborado pelo arquiteto Ventura Guerra [46] que definiu as condições e os encargos do projeto original, no levantamento e modelo de elementos finitos elaborado e fornecido pela A2P, no Parecer Sobre as Condições de Conservação e de Segurança Estrutural do Edifício Liceu Camões

em Lisboa [36] realizado pelo LNEC e em visitas ao edifício, pôde-se fazer uma caracterização bastante completa do objeto de estudo.

Tem-se, então, um edifício de tipologia colegial com configuração de *E* em planta. Originalmente era constituído por piso térreo, primeiro piso e sótão. O reaproveitamento das caves aconteceu passados poucos anos da inauguração, de acordo com o projeto de 1911, de Ventura Terra, totalizando assim 20.5 m de altura desde as fundações ao topo da cobertura. O edifício foi alvo de mais intervenções no final do século XX e também em 2006/2007 seguindo um projeto de 2002/2003.



Figura 4.2: Vista geral da Escola Secundária de Camões

A área de implantação é de aproximadamente  $3755 \text{ m}^2$ , o perímetro é de 574 m e a área de construção é de cerca de  $8615 \text{ m}^2$ .

Toma-se como corpo principal o corpo cuja fachada está alinhada com a praça José Fontana. O seu comprimento ronda os 122 m. As alas laterais e central têm um comprimento de 51 m.

O corpo principal e as alas laterais são utilizadas para salas de aula e acessos com circulações exteriores que dão para os pátios, enquanto a ala central é um ginásio cuja cobertura tem a particularidade de ser metálica.

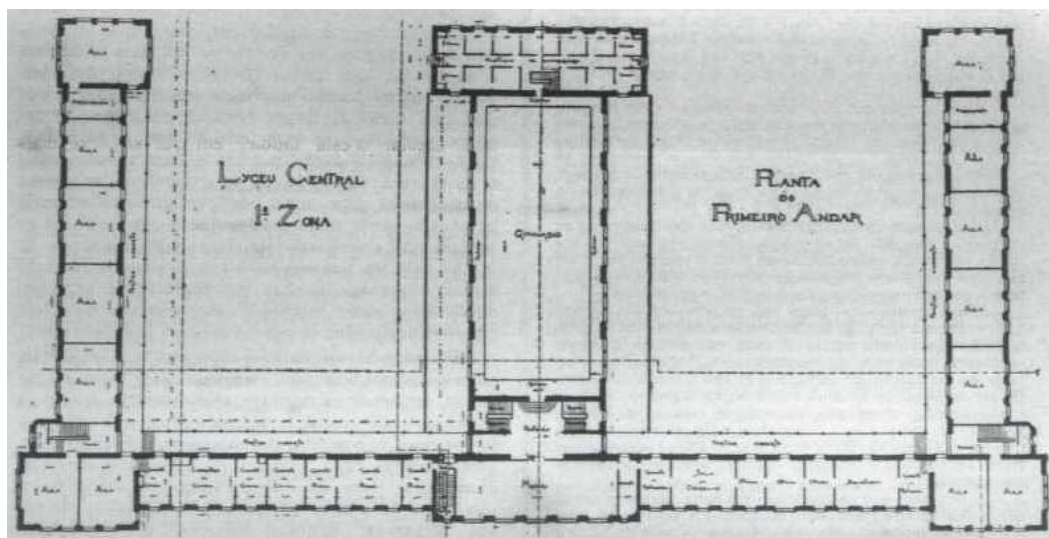


Figura 4.3: Planta original do 1º piso

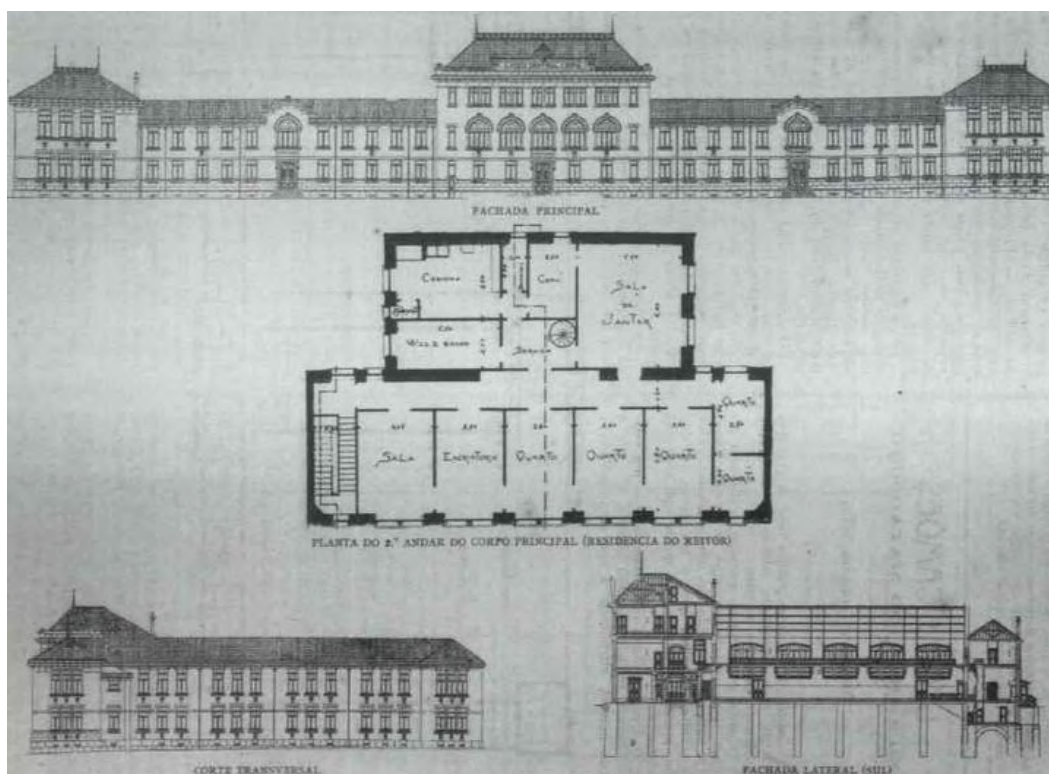


Figura 4.4: Planta original do sótão, fachadas principal e sul e corte transversal



Tratando-se de uma escola em funcionamento, o acesso e a exequibilidade de testes e ensaios (em particular ensaios destrutivos) que permitam um conhecimento mais aprofundado das características dos materiais utilizados é muito limitado. No entanto, existe algum nível de confiança quanto à origem e qualidade dos materiais sendo a escola um exemplo de boa e rigorosa construção à data.

Pelo caderno de encargos original sabe-se que foi utilizada madeira de casquinha para limpos e de Pinhal Real para vigamentos e toscos. Para as argamassas utilizou-se areia do Pinhal ou Rio Secco, cal de boa qualidade e cimento testado e aprovado. A pedra para a alvenaria proveio dos Prazeres e de Monsanto, isenta de argila ou defeitos.



Figura 4.5: Indícios de degradação

O edifício encontra-se em avançado estado de degradação. A escola esteve inserida no programa Parque Escolar tendo em vista a sua reabilitação mas não avançou para obra. Existem várias petições públicas, projetos de resolução e moções de partidos políticos que alertam para a necessidade urgente de reabilitação da estrutura.

## 4.2 Intervenções estruturais

O edifício foi alvo de várias intervenções ao longo dos anos das quais se destacam:

1. as obras de aproveitamento das caves em 1911;
2. as vigas e pilares de betão armado sob o palco do ginásio e lajes de esteira de vigotas pré-fabricadas pré-esforçadas no piso térreo dos torreões ET, CT e DT em data incerta, no final do século XX;
3. a intervenção de reforço estrutural projetada em 2002 cujos trabalhos da 1ª fase foram realizados em 2006.

Este último projeto de reforço estrutural de 2002 previa duas fases das quais apenas foram executados os trabalhos relativos à primeira [36]:

- encamisamento de pilares/pegões com lâmina de betão de 8,0 cm, incluindo a execução de fundação em betão armado. Correção no topo dos pilares com enchimento em *grout*;
- colocação da lâmina de betão de 8,0 cm no paramento interior de paredes;
- execução do muro de suporte em betão armado para tamponamento dos arcos;
- reforço da ligação entre o perfil metálico da cave e as paredes interiores;
- execução da laje exterior descontínua (ou escoras de travamento) em betão armado para confinamento do edifício.

### 4.3 Elementos estruturais

A identificação dos elementos foi feita tendo por base o caderno de encargos original [46], observação direta e um levantamento feito pela A2P.

#### 4.3.1 Fundações

O estrato resistente encontra-se a cerca de 8.10 m abaixo do nível do pavimento do piso térreo. A estrutura assenta em pegões ligados por arcos de volta perfeita de tijolo pleno. Os diâmetros dos arcos, bem como a sua altura e largura, são variáveis.

Inicialmente sem acesso ou uso, a zona das caves passou a ser utilizada cerca de três anos após a construção do edifício, seguindo um projeto do arquiteto Ventura Terra. No final do século XX aplicaram-se lâminas de betão na maior parte das paredes das fundações.



Figura 4.6: Ligação em arco dos pegões (A2P)

### 4.3.2 Paredes resistentes de alvenaria e tabiques

As paredes são em geral de alvenaria de pedra e bem desempenadas. São o principal elemento portante das cargas. As espessuras variam de acordo com as plantas em valores que vão desde os 0.2 m até aos 1.3 m.

As paredes exteriores da superestrutura têm uma espessura de 0.6 m, não variando em altura, exceto a fachada principal que tem de espessura 0.7 m. Já na zona das caves, as paredes apresentam espessuras maiores variando bastante a espessura consoante a parede analisada.

As paredes interiores têm geralmente espessuras menores do que 0.5 m, paredes essas onde é utilizado tijolo pleno. Os tabiques foram construídos com tijolo furado.

### 4.3.3 Perfis metálicos

As passagens cobertas que circundam os pátios são suportadas por colunas de ferro de secção tubular de 1.0 cm de espessura e 20.0 cm de diâmetro exterior, unidas por vigas metálicas 120×8×48 mm ao nível do pavimento e vigas de madeira ao nível da cobertura.



Figura 4.7: Colunas e vigas metálicas nas passagens cobertas

O vigamento da ala central é composto por dois grupos de uma viga de ferro de 300×11×120 mm dispostos longitudinalmente sobre os pilares de fundação.

A cobertura da ala central é constituída por cinco madres e quatro asnas.

As madres são estruturas treliçadas compostas por elementos equivalentes a dois perfis LPN 50×50×5 atuais, e distância entre os eixos da corda superior e da corda inferior de 0.95 m.

As quatro asnas são treliças de cobertura do tipo Pratt cujas cordas superior e inferior são compostas por elementos equivalentes a dois atuais

LPN  $70 \times 70 \times 7$  mm e cujas diagonais e montantes são elementos equivalentes a dois LPN  $50 \times 50 \times 7$  mm.

Também na ala central existem consolas nas paredes laterais suportadas por vigas metálicas  $140 \times 5 \times 73$  mm e  $120 \times 6 \times 64$  mm.

Os tabiques cujo comprimento é superior a 3.80 m são construídos com um perfil metálico vertical de  $120 \times 8 \times 48$  mm a meio. Os tabiques de comprimento superior a 6.3 m têm dois desses perfis metálicos equidistantes. Determinados tabiques são construídos com perfis de  $80 \times 4 \times 41$  mm em vez do perfil referido anteriormente.

Nas alas laterais são suportados no piso térreo e primeiro piso por vigas  $250 \times 10 \times 100$  mm, exceto um determinado tabique que é suportado por duas vigas  $300 \times 11 \times 120$  mm.

No restante edifício o suporte é assegurado por vigas  $300 \times 11 \times 120$  mm ao nível dos pisos.

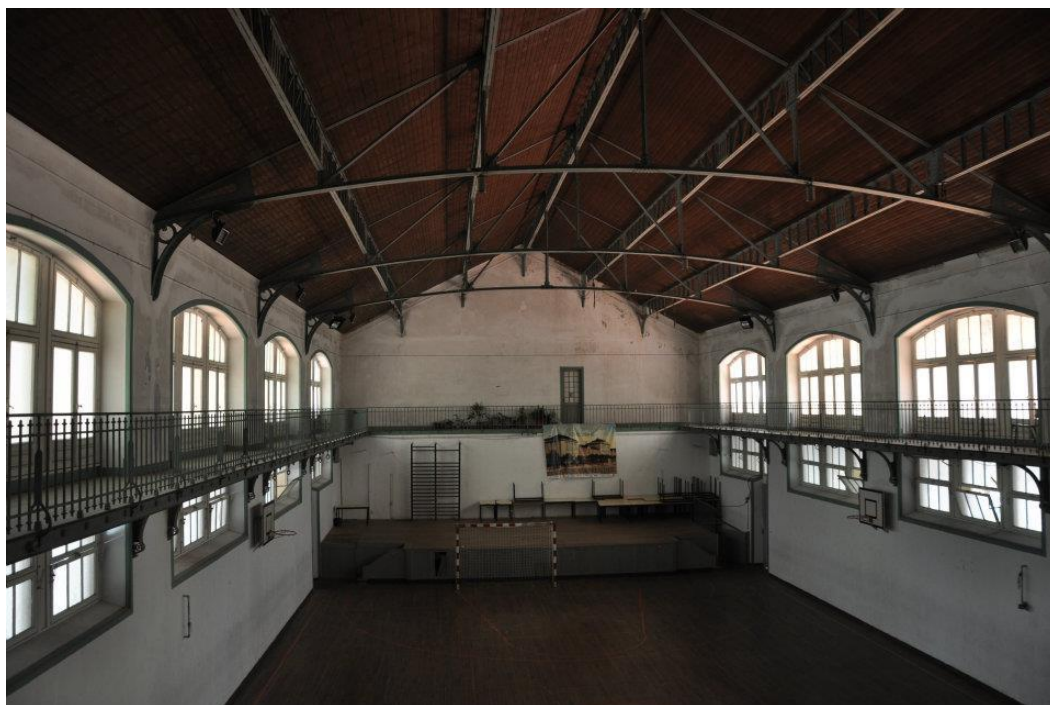


Figura 4.8: Cobertura e consolas metálicas na ala central

#### 4.3.4 Pavimentos e coberturas

Os pavimentos são tábuas de madeira e são suportados por vigas de madeira de pinho  $28 \times 10$  cm espaçadas 0.40 m nos corpos laterais e no ginásio.

No corpo principal os vigamentos de pinho são de  $30 \times 10$  cm com o mesmo espaçamento.

Nos torreões os vigamentos têm uma ordem de tarugos ao centro de  $28 \times 6$  cm.

No piso térreo dos torreões DT, CT e ET, o pavimento original foi substituído por lajes de betão armado de 0.128 m de espessura bem como as lajes junto à cobertura.

Também no piso térreo, no corpo central junto ao lado direito do torreão C, as vigas de madeira foram substituídas por perfis metálicos IPE 270.

As coberturas dos pórticos e recreios cobertos são placas de fibrocimento suportadas por vigas de pinho de 14×10 cm que descarregam nas paredes exteriores de alvenaria e em vigas de pinho 26×10 cm suportadas pelos perfis metálicos.

## 4.4 Modelo numérico

Para se proceder à análise da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo através de uma análise estática não-linear (*pushover*), criou-se um modelo numérico tridimensional. Para tal, recorreu-se ao programa 3Muri v.10 (S.T.A. Data s.r.l.) [45] disponibilizado gratuitamente que, através da criação e análise de macro-elementos, devolve a capacidade da estrutura face às ações sísmicas resultado do comportamento das paredes no-plano. Considera-se que não existem mecanismos fora-do-plano das paredes, comportamento que deve ser verificado posteriormente.

### 4.4.1 Propriedades dos materiais

Os materiais constituintes do edifício foram definidos no programa: alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo, alvenaria de pedra com lâmina de betão, aço e madeira de pinho.

Devido à inexecuibilidade de ensaios detalhados e de ensaios destrutivos que permitissem obter uma gama de resultados relativamente fiável, caracterizaram-se as propriedades das alvenarias com base na norma técnica italiana (NTC08) [34], corroborando os valores obtidos com algumas características dos materiais modeladas pela A2P para o seu modelo de análise linear.

Da tabela 2.1, saem os valores mínimos e máximos dos parâmetros mecânicos e do peso próprio de acordo com a tipologia da alvenaria, referindo-se a determinadas condições, como se referiu no capítulo 2.

Visto que as paredes de alvenaria que estão em estudo são constituídas por blocos de pedra de boa qualidade e de corte cuidado obtêm-se as gamas de valores para a resistência média à compressão ( $f_m$ ), a resistência média ao corte ( $\tau_0$ ), o valor médio do módulo de elasticidade normal (E), o valor médio do valor de elasticidade tangencial (G) e o peso específico médio (w) que figuram na tabela 4.1.

O nível de conhecimento está definido no EC8-3 e depende da extensão disponível de informações sobre a geometria, os pormenores construtivos e os materiais com



que se elabora o modelo numérico. Uma vez que se obteve o acesso às plantas e ao caderno de encargos original, a um levantamento geométrico feito pela A2P e ao relatório técnico elaborado pelo LNEC sobre as condições da estrutura tem-se as condições suficientes para considerar o nível de conhecimento 2.

Tabela 4.1: Excerto da tabela C8A.2.1 da norma italiana [35]

Tipo de Alvenaria	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	min-max	min-max	-
Blocos de pedra quadrados	6.0	0.09	2400	780	22
	8.0	1.2	3200	940	

Considerando este nível de conhecimento para a estrutura, o código italiano [35] aconselha a que se adote a média dos valores tabelados para as características mecânicas da alvenaria.

O código permite ainda aplicar coeficientes de melhoria ou de redução dos valores consoante informações que se tenham como sejam, por exemplo, a qualidade da argamassa, uma boa conectividade transversal entre elementos ou a aplicação de reboco armado.

Pelos documentos fornecidos pela A2P, tem-se que o betão utilizado no reforço de algumas paredes de alvenaria foi B25.

A definição das características das paredes reforçadas passou pela homogeneização das várias secções de alvenaria-betão.

Visto que se quer manter a geometria da estrutura, optou-se por criar um material equivalente que traduza as características de rigidez de cada elemento mantendo a área transversal total inalterada.

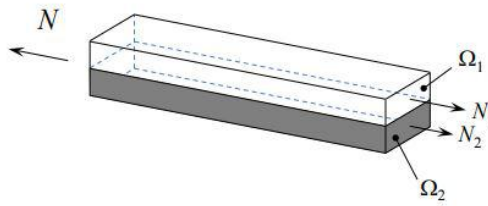


Figura 4.9: Materiais em paralelo [13]

Genericamente, tendo dois elementos em paralelo, como se ilustra na figura 4.9, admitindo que estamos na presença de tração ou compressão pura e que não há escorregamento entre os materiais, recorreu-se à Equação 4.1 de forma a obter o valor do módulo de elasticidade da secção a estudar.

$$E_1 \Omega_1 + E_2 \Omega_2 = E_{eq} \Omega_1 + E_{eq} \Omega_2 \quad (4.1a)$$

$$E_{eq} = \frac{E_1 \Omega_1 + E_2 \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} \quad (4.1b)$$

Os valores de resistência dos materiais homogeneizados foram melhorados tendo também em conta a proporção entre as áreas transversais das lâminas de betão e as áreas transversais da alvenaria.

Os valores que resultaram foram comparados com os valores resultantes da aplicação dos coeficientes previstos na norma italiana para alvenarias reforçadas. Uma vez que os valores são da mesma ordem de grandeza considera-se adequado o procedimento adotado.

O caderno de encargos original [46] especifica o peso por comprimento que cada perfil de aço tem, dependendo das suas dimensões em secção. Comparando estas características com perfis de aço atuais, depreende-se que o aço utilizado é correspondente ao aço S235.

As características dos elementos de pinho e dos tabiques foram definidas de acordo com as informações fornecidas pela A2P.

A tabela 4.2 apresenta todos o valores que foram definidos para as alvenarias e a tabela 4.3 os valores para o aço e a madeira de pinho, todos os materiais que figuram no modelo criado com o programa 3Muri.

Tabela 4.2: Características das alvenarias

Alvenaria de	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
Pedra	2580	430	22.40	3.50	0.088	2.04
Pedra + betão						
a0.15 + b0.08	12100	4630	23.04	12.00	0.823	8.29
a0.8 + b0.08	5070	1530	22.64	5.73	0.280	3.67
a0.9 + 2b0.08	6720	2250	22.79	7.20	0.407	4.75
a0.9 + b0.08	4820	1420	22.61	5.14	0.251	3.30
a1.0 + 2b0.08	6360	2090	22.76	6.88	0.379	4.52
a1.0 + b0.08	4610	1320	22.59	5.31	0.244	3.37
a1.1 + b0.08	4440	1250	22.58	5.16	0.231	3.26
a1.3 + b0.08	4170	1130	22.55	4.92	0.210	3.08
Tijolo	1000	435	20.00	7.15	0.290	5.00

Tabela 4.3: Características do aço e da madeira de pinho

Material	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{wm}$ (MPa)	$f_{wk}$ (MPa)
Aço	210000	80800	78.5	231	215	-	-
Pinho	16000	1000	5.5	-	-	71	50

#### 4.4.2 Geometria

Como se referiu na secção anterior, o acesso que se obteve aos diversos documentos sobre a estrutura permitem ter um nível de confiança 2 em relação às características da estrutura.

Pôde-se, por isso, elaborar o modelo com bastante confiança nas características geométricas definidas. O processo geral de elaboração do modelo está resumido e pode ser consultado no apêndice A.

Apresenta-se na figura 4.10 o modelo 3D completo utilizado para as análises de vulnerabilidade sísmica.

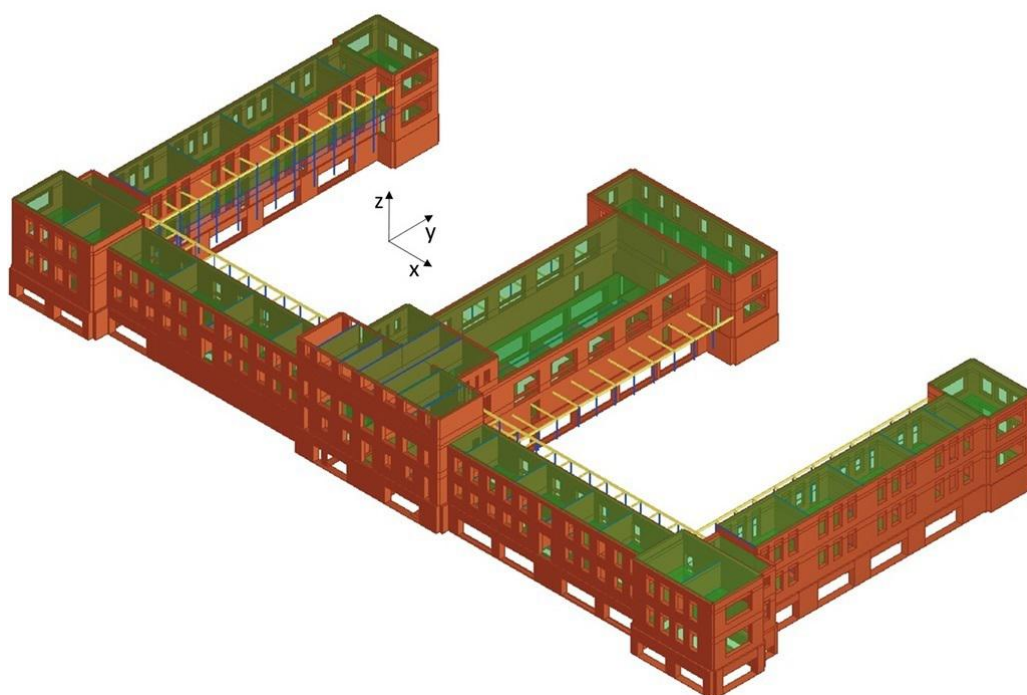


Figura 4.10: Modelo 3D da estrutura

#### 4.4.3 Particularidades

A definição das características da maior parte dos elementos é feita de forma simples e direta. Contudo, existem algumas restrições inerentes ao programa que obrigam a determinadas abordagens para se obter um modelo que aproxime bem as respostas da estrutura real.

Uma destas particularidades prende-se com a impossibilidade de criar elementos que não tenham ligação com o resto da estrutura num determinado piso. Tome-se por exemplo as colunas metálicas que rodeiam os pátios.

Isolando-se o piso 3 do modelo (figura 4.11) pode-se observar que as colunas metálicas não estão ligadas à estrutura.

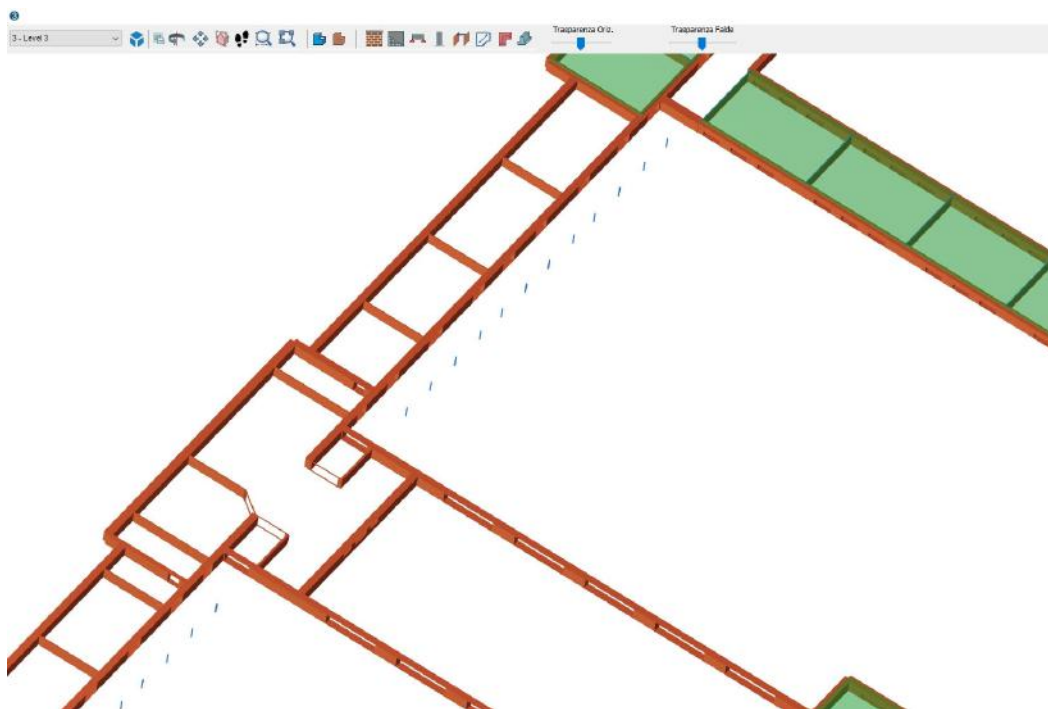


Figura 4.11: Piso 3 do modelo em 3Muri

Isto cria problemas de convergência no modelo. Para prevenir este tipo de problemas é possível introduzir-se um elemento fictício que não tenha efeitos na resposta do modelo.

Neste caso, introduziram-se elementos *Tie Rod*, cabos pré-esforçados, com diâmetro de 24 mm e valor de pré-esforço de 2 kN. O processo de escolha para os valores é um processo de tentativa e erro, de modo a que se obtenham elementos que não influenciem o comportamento da estrutura quando sujeita às análises *pushover* efetuadas.

O comportamento da estrutura face às cargas horizontais pode-se verificar à posteriori e, através do código de cores do programa, averiguar se estes elementos têm, ou não, alguma influência na resposta do modelo às cargas horizontais.

#### 4.4.4 Arcos

O 3Muri não permite a modelação direta dos arcos das fundações pelo que é necessário definir um elemento horizontal equivalente que traduza o comportamento dos arcos.

Ao modelar uma abertura retangular com altura igual à máxima altura do arco, a

função do arco pode ser modelada com uma viga de betão armado, por exemplo. Desde que esta viga traduza a rigidez lateral e o peso do elemento real, o efeito desta modelação no modelo global é semelhante ao efeito do arco.

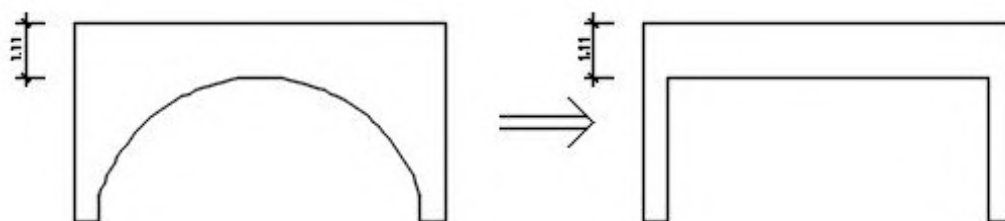


Figura 4.12: Elemento real vs elemento modelado

O programa permite que se introduza uma viga de betão na secção de alvenaria de forma a que se possa modelar os efeitos do arco. Na figura 4.13 pode-se verificar um exemplo deste tipo de elemento.

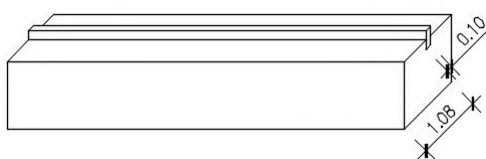


Figura 4.13: Elemento equivalente a um arco de alvenaria

Uma vez que os arcos de alvenaria presentes na estrutura se encontram nas fundações é natural que as cargas verticais sejam muito superiores às cargas horizontais. Considerando que os arcos têm como característica a distribuição das forças verticais por forças normais ao seu eixo, isto é, por compressão pura, é expectável que não se verifique rotura por flexão nestes elementos. Uma das formas de verificar se os elementos equivalentes modelam ou não o comportamento dos arcos é certificar que não ocorre rotura por flexão.

Esta solução de modelação é a mais utilizada como se referencia em vários trabalhos académicos publicados [18] e é recomendada pelos especialistas do programa 3Muri.

No apêndice A.1 pode-se ver um exemplo da modelação de um arco.

Na figura 4.14 apresenta-se a malha criada para a análise de uma parede por macro-elementos.

A parede é constituída por arcos no piso inferior. Os nembos estão representados a laranja, os lintéis a verde e, a azul, representam-se os nós rígidos. Os elementos que traduzem as funções dos arcos estão a cinzento.



Figura 4.14: Exemplo de modelação de uma parede por macro-elementos e respetiva localização

#### 4.4.5 Cobertura do ginásio

A estrutura da cobertura do ginásio é composta por treliças metálicas dispostas como se mostra na figura 4.15.

O programa 3Muri não é o mais indicado para a análise detalhada de treliças e, uma vez que o estudo destes elementos em particular não cabe no âmbito deste trabalho, optou-se por estudar a rigidez que a estrutura da cobertura garante entre as paredes sobre as quais está apoiada e as respetivas cargas em vez de modelar as treliças propriamente ditas.

A estrutura da cobertura foi projetada apenas para suportar cargas verticais, sendo que a sua capacidade para distribuir cargas horizontais é muito baixa. Conservativamente, ainda que de forma muito aproximada à realidade, decidiu-se considerar que a estrutura da cobertura do ginásio não tem qualquer capacidade de distribuir cargas horizontais. Optou-se por modelá-la como um piso de rigidez residual sobre o qual se aplicam as cargas verticais correspondentes à estrutura. Pode-se consultar no apêndice A.2 o processo que levou a esta tomada de decisão.

#### 4.4.6 Cargas

O peso próprio da grande maioria dos elementos constituintes da estrutura é garantida diretamente pela modelação desses mesmos elementos. Foi, porém, necessário adicionar as cargas correspondentes ao peso próprio das coberturas. Estas cargas foram aplicadas como cargas distribuídas pelos pisos que as

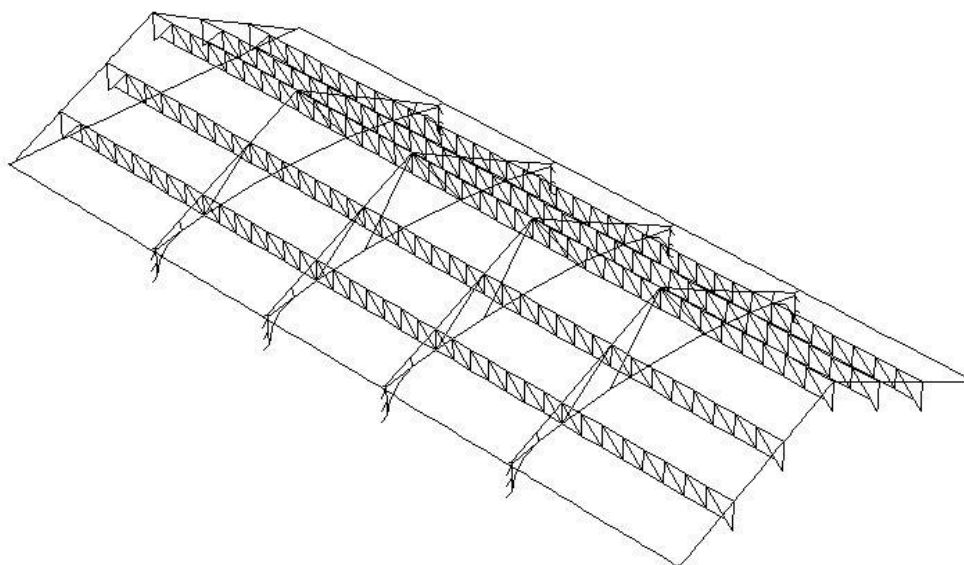


Figura 4.15: Cobertura metálica do ginásio

constituem. De igual forma se aplicaram as sobrecargas respetivas.

De acordo com o EC1 [24]:

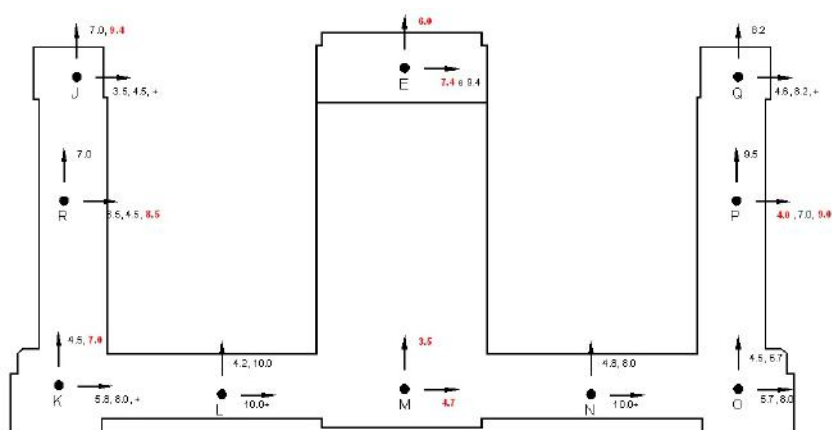
- zonas de categoria C2 -  $4 \text{ kN/m}^2$ ;
- zonas de categoria C3 e C4 -  $5 \text{ kN/m}^2$ ;
- coberturas, categoria H -  $0.4 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.4.7 Validação do modelo de análise

O modelo em SAP2000, utilizado para análises lineares da estrutura disponibilizado pela A2P, foi construído de acordo com as características geométricas do edifício e com as características mecânicas dos materiais, informações recolhidas através dos documentos originais da estrutura e do levantamento realizado pela própria A2P.

Esse modelo foi calibrado de acordo com as conclusões de um estudo de identificação modal da estrutura realizado em 2011 [40], onde se pode ler que *"os modos fundamentais mais relevantes do edifício deverão apresentar algum carácter local, envolvendo o movimento das diferentes alas que o compõem segundo a direção perpendicular a essas alas"*.

Outro dos resultados deste estudo é o mapa de frequências que se mostra na figura 4.16.



Pontos de medição no 1º piso e valores de frequências identificadas (Hz)

Nota: os valores de frequência assinalados a bold e encarnado são mais consistentes

Figura 4.16: Frequências dos modos de vibração identificados a partir dos registos colhidos no 1º piso [40]

A calibração do modelo de SAP2000 pode ser feita tanto pela modificação das características mecânicas dos materiais como pelas opções que se tomam no que diz respeito às ligações entre elementos.

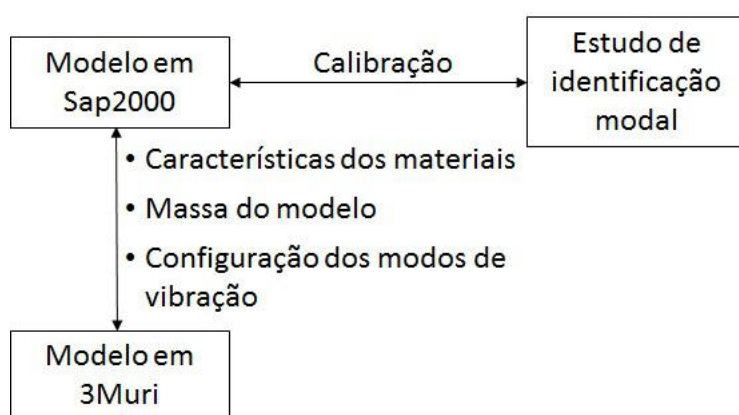


Figura 4.17: Diagrama seguido para validação do modelo 3Muri

O modelo em 3Muri foi elaborado a partir da mesma documentação com que se elaborou o modelo em SAP2000 e cruzando informação com a NTC08 [34] e o próprio modelo em SAP2000 já calibrado.

Tem-se que os valores das características mecânicas dos materiais são muito similares entre os dois modelos, assim como ambas as massas totais dos modelos, rondando os 15000 kN.

A semelhança entre as configurações dos modos de vibração com mais participação de massa, pode ser verificada na figura 4.18 e na figura 4.19.

Verificadas as semelhanças entre as características dos materiais, as massas dos



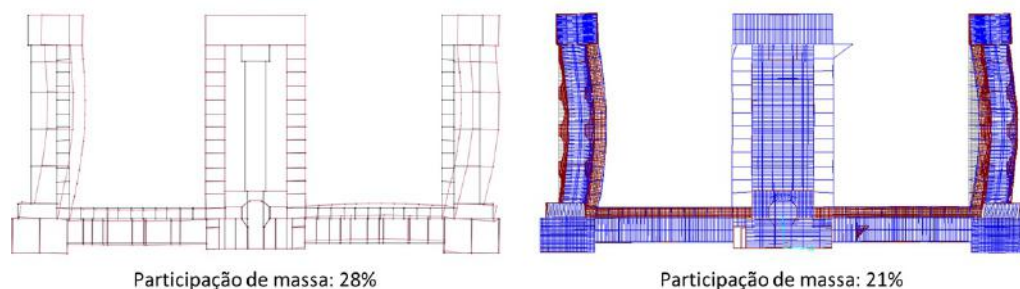


Figura 4.18: Semelhança entre a configuração da deformada modal do modo de vibração com mais participação segundo X entre os modelos em 3Muri e SAP2000. Frequência do modelo 3Muri: 3.1 Hz

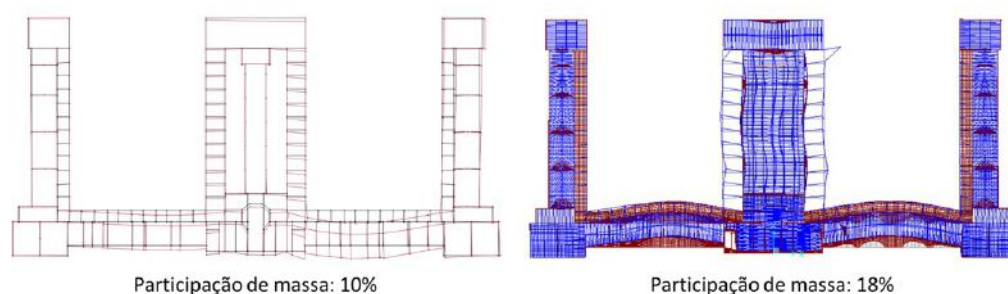


Figura 4.19: Semelhança entre a configuração da deformada modal do modo de vibração com mais participação segundo Y entre os modelos em 3Muri e SAP2000. Frequência do modelo 3Muri: 3.5 Hz

modelos e as configurações dos modos de vibração pode-se considerar validado o modelo em 3Muri.

#### 4.4.8 Escolha do nó de controlo

A escolha do nó de controlo para cada análise é um processo iterativo, na procura pelo nó que melhor representa o deslocamento médio do piso onde se encontra. Escolheu-se o piso 5 do modelo como aquele onde se encontra o nó de controlo, apesar do modelo ser constituído por 7 pisos. Tal deve-se ao facto dos pisos 6 e 7 do modelo corresponderem a pisos parciais, pelo que, segundo o EC8 [25], os nós desses pisos não devam ser tomados como nó de controlo.

Começou-se por testar os nós próximos do centro de rigidez da estrutura, como aconselhado pelo EC8 [25], zona assinalada a verde na figura 4.20.

Verificou-se, para as análises segundo X, que o nó 359, assinalado a vermelho na figura 4.20, é representativo do deslocamento médio do piso 5 e foi o tomado como nó de controlo para as análises nessa direção.

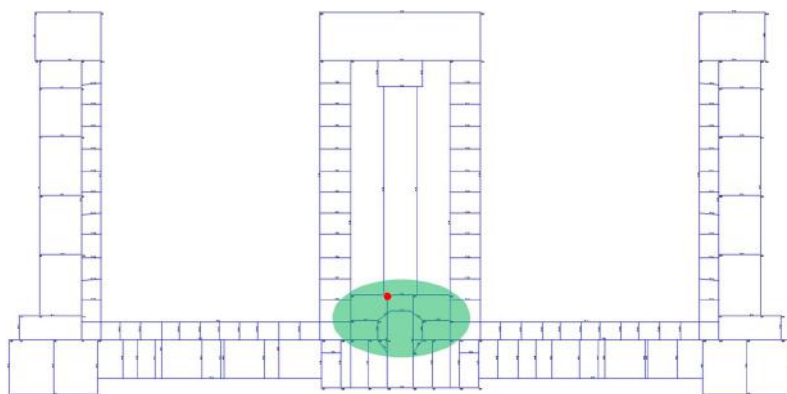


Figura 4.20: Zona próxima do centro de rigidez da estrutura, a verde, e nó de controlo para as análises em X, a vermelho

Para as análises segundo a direção Y, adotou-se o mesmo critério.

No entanto, na zona assinalada na figura 4.20, verificam-se mecanismos locais nas análises segundo a direção Y, o que influencia os deslocamentos dos nós dessa zona de tal forma que não traduzem bem o deslocamento médio do piso.

Foi necessário testar outros nós no mesmo alinhamento Y. Tomou-se como nó de controlo o nó 276, assinalado na figura 4.21.

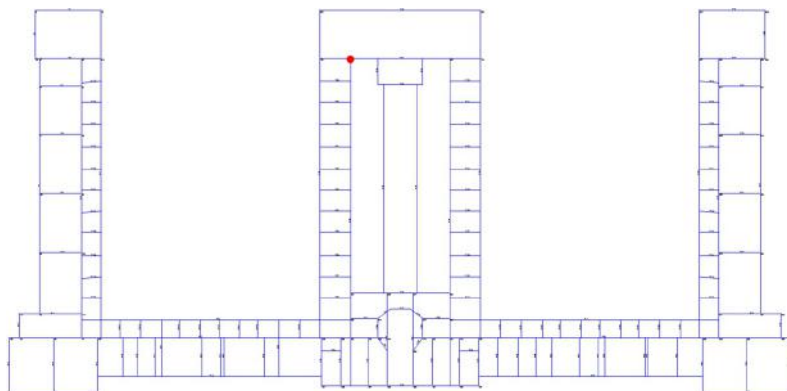


Figura 4.21: Nó de controlo para as análises em Y, a vermelho

## Capítulo 5

# Análise de resultados

### 5.1 Introdução

Recorrendo às capacidades do programa 3Muri, realizaram-se oito análises *pushover* sobre o modelo criado: quatro delas aplicando as forças incrementais segundo o eixo X e as restantes quatro segundo Y.

Para cada direção realizaram-se duas análises (uma com as forças aplicadas segundo o sentido positivo do eixo outra para o negativo) com uma distribuição das forças de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura (distribuição semelhante a triangular) e outras duas análises (com as forças para o sentido positivo e negativo do eixo) com uma distribuição das cargas proporcional à massa de cada elemento (distribuição semelhante a retangular).

Tabela 5.1: Análises *pushover* realizadas

	Eixo	Sentido	Distribuição
1	X	+	1º modo
2	X	-	1º modo
3	X	+	massas
4	X	-	massas
5	Y	+	1º modo
6	Y	-	1º modo
7	Y	+	massas
8	Y	-	massas

Das análises efetuadas verificou-se que as mais gravosas para cada eixo, isto é, as análises cujo valor máximo da força basal em cada curva de capacidade é a menor de entre as análises para cada eixo, são as análises 1 e 5, ambas no sentido positivo do respetivo eixo e com uma distribuição das forças de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura.

Sendo estas duas as análises condicionantes, tratar-se-ão os respetivos resultados de forma mais pormenorizada.

A partir da análise *pushover* analisar-se-á a evolução passo a passo do dano em

elementos resistentes da estrutura, verificando quais são os primeiros elementos que sofrem rotura e a importância que determinados elementos têm para o equilíbrio da estrutura e a redistribuição das cargas.

Para esta análise utilizar-se-á sempre o mesmo código de cores, que se apresenta na figura 5.1

Alvenaria	Aço	Madeira
 Sem dano	 Sem dano	 Sem dano
 Dano por corte	 Dano por flexão	 Colapso por flexão
 Colapso por corte	 Dano por compressão	 Colapso por compressão
 Dano por flexão	 Dano por tração	 Colapso por tração
 Colapso por flexão	 Elemento inócuo	
 Colapso por compressão	 Retorno à fase elástica	
 Colapso por tração		
 Colapso durante a fase elástica		

Figura 5.1: Código de cores do programa 3Muri

Para além desta análise detalhada, discutir-se-ão também os resultados globais da estrutura, avaliando a capacidade global da estrutura na resposta ao sismo e a respetiva probabilidade de dano através das curvas de fragilidade.

## 5.2 Análise dos resultados, X+, 1º modo

Na figura 5.2 está representada a curva resultante da análise *pushover* mais gravosa segundo X, a partir da qual se analisa a evolução de dano no-plano das paredes resistentes e nos demais elementos estruturais.

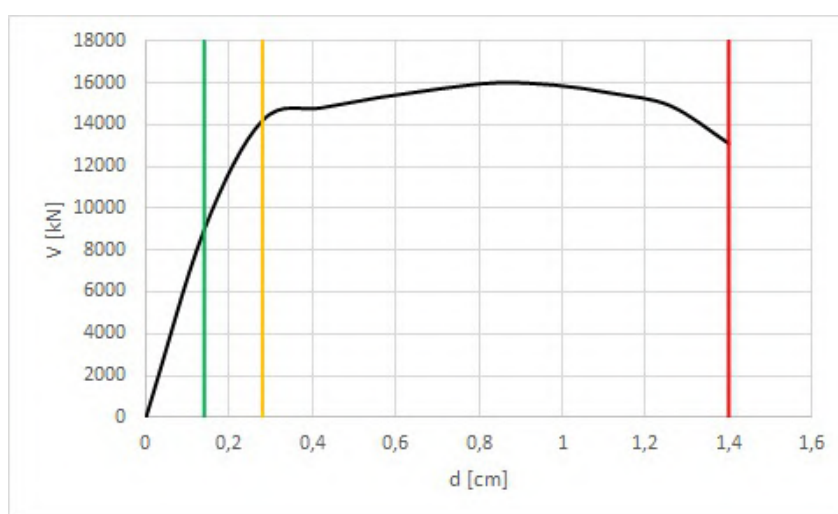


Figura 5.2: Curva de capacidade, X+

O valor máximo de corte basal que se verifica é de 16000 kN, cerca de 11% do peso próprio da estrutura. Esta percentagem de participação de massa está de acordo com o observado para a generalidade dos edifícios de alvenaria [32].

Ao observar-se a planta da deformada da estrutura no momento em que a análise *Pushover* chega ao fim, figura 5.3, pode-se verificar um deslocamento claramente excessivo das alas laterais enquanto que o ginásio e os corpos entre os torreões E e D se mantêm relativamente pouco deformados.

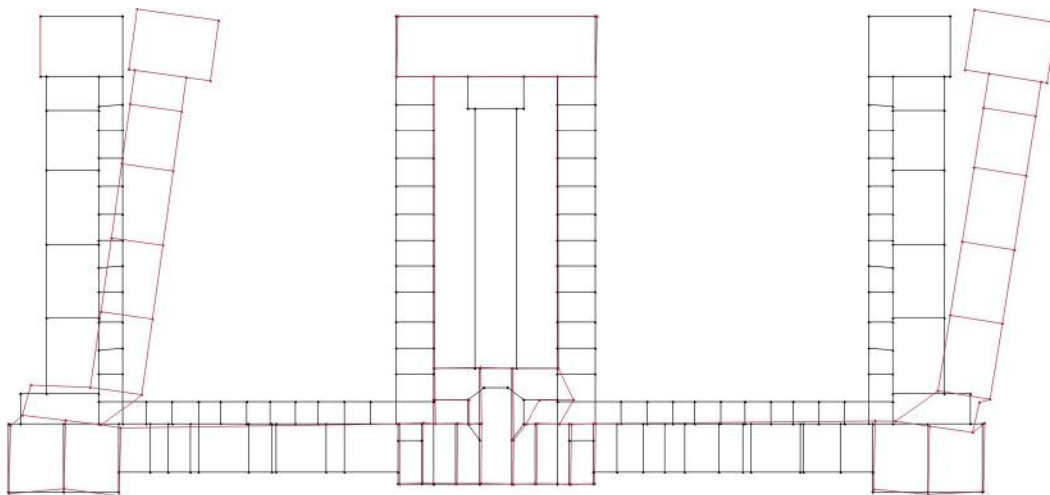


Figura 5.3: Planta da deformada após a ocorrência dos primeiros mecanismos plásticos

Quando solicitado segundo o eixo X de tal forma a que se criem mecanismos plásticos, o edifício deixa de se comportar como uma estrutura apenas e passa a comportar-se como três corpos distintos. Pode-se verificar a evolução da deformada no apêndice B.1.1.

Este comportamento, apesar de expectável devido à irregularidade em planta que se verifica, torna a análise global do edifício pouco consequente, uma vez que os corpos têm comportamentos tão díspares.

Ao analisar-se passo a passo a evolução de dano nos elementos constituintes da estrutura percebe-se que as alas laterais colapsam muito antes da análise *pushover* acabar. Este comportamento torna ainda mais pertinente a análise dos elementos passo a passo, de forma a que se possam conhecer os mecanismos que levam à falha da estrutura.

Mostra-se a evolução do dano em elementos chave em três momentos distintos: o primeiro durante a fase elástica da estrutura, o segundo logo após os primeiros mecanismos plásticos ocorrerem e finalmente quando se dá por terminada a análise *pushover*, ou seja, quando a capacidade da estrutura em resistir às cargas diminui em cerca de 20%. Estes primeiro, segundo e terceiro passos estão assinalados na figura 5.2 a verde, amarelo e vermelho, respetivamente.

Analisando a evolução dos danos passo a passo verifica-se que os primeiros

elementos que entram em colapso são as vigas de madeira que suportam as coberturas adjacentes ao ginásio. Estes mecanismos de colapso são locais, pelo que devem ser tidos em conta no âmbito da segurança dos utilizadores da estrutura mas não são da maior importância no que se refere à influência que têm sobre o resto da estrutura.

As primeiras paredes a sofrer dano são as paredes divisórias localizadas nas alas laterais, sendo apenas essas, as paredes dos torreões ET e DT e as que fazem a ligação entre as alas laterais e os torreões E e D as que apresentam dano considerável quando se analisa o segundo passo, após a formação dos primeiros mecanismos plásticos (figura 5.4).

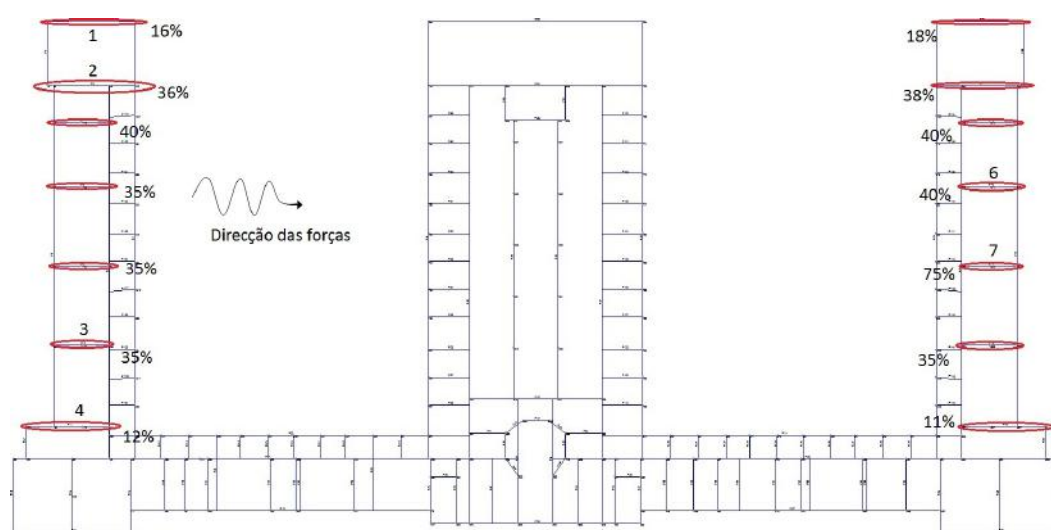


Figura 5.4: Paredes que apresentam colapso significativo e respetiva percentagem de dano para o segundo passo

Mostram-se alguns exemplos da evolução de dano das paredes divisórias na figura 5.5.

No primeiro passo denota-se já algum dano nas paredes, ainda que sem rotura. No segundo passo, evidenciam-se já alguns painéis com rotura. Os eventuais colapsos destas paredes são, por si só, colapsos locais, uma vez que as paredes são limitadas superior e inferiormente por vigas metálicas que não apresentam dano, pelo que a falha destes elementos não implica o colapso de outros.

No terceiro passo pode-se observar que as paredes apresentam rotura em quase todos os painéis. Mesmo a coluna de alvenaria no piso das caves sofre rotura por flexão, o que implica que todas as cargas aplicadas nestas paredes sejam redistribuídas para as paredes adjacentes, perdendo a capacidade de transmitir as cargas ao solo.

As paredes 1 e 2 na ala esquerda e semelhantes na ala direita, apresentam elementos em rotura que poderão levar ao colapso ou à perda de equilíbrio de outros elementos estruturais, ainda no segundo passo.

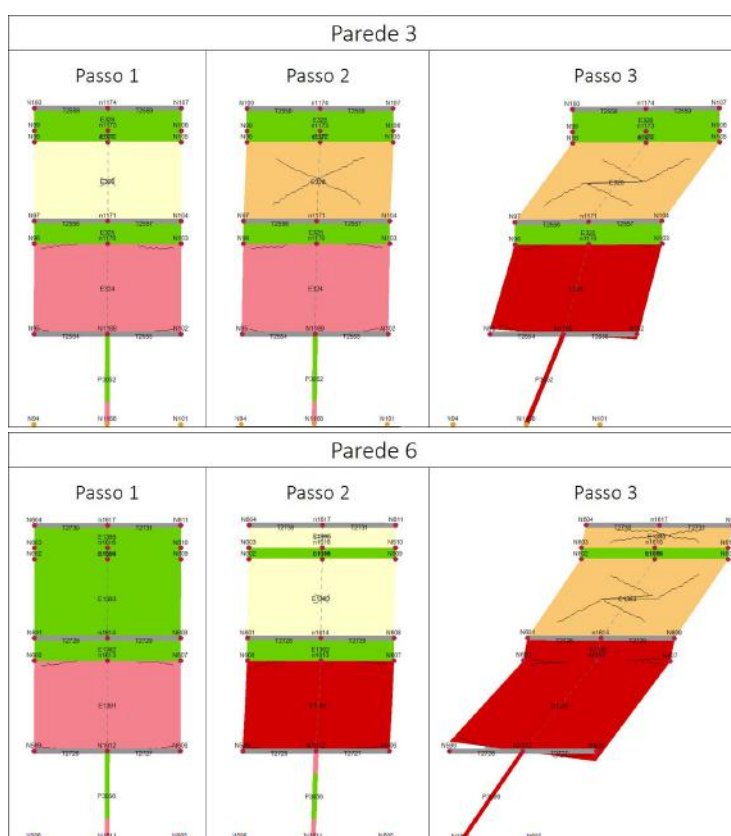


Figura 5.5: Mapa de dano das paredes 3 e 6

Como se pode verificar na figura 5.6, apesar da parede 1 apresentar apenas 16% de dano no segundo passo, os elementos onde ocorre falha são elementos que levarão a uma potencial falta de equilíbrio dos elementos da estrutura suprajacentes aos mesmos.

As paredes 4 e semelhante localizada na ala direita, apresentam, no segundo passo, uma percentagem de rotura baixa, na ordem dos 10%. Ocorre o colapso de alguns painéis junto à cobertura (figura 5.6) mas, uma vez que a viga que a suporta não apresenta dano, não se coloca o problema de falha generalizada no segundo passo.

Já numa fase posterior verifica-se que quase todos os painéis apresentam rotura, pelo que esta parede deixa, na prática, de ter capacidade para suportar cargas.

Aliando as informações adquiridas através da análise da evolução do dano passo a passo com a informação dada pela curva de capacidade e com a planta da deformada da estrutura, pode-se concluir que apesar da curva apresentada na figura 5.2 não ser representativa de toda a estrutura, apresenta como início da fase plástica um intervalo de valores para o corte basal que corresponde ao início da maior parte das roturas nas paredes das alas laterais (na ordem dos 14000 kN).



Pode-se concluir também que, nas alas laterais, são as paredes divisórias as primeiras a perder a capacidade de transmitir cargas, sendo posteriormente as paredes dos torreões ET e DT a entrar em rotura e, finalmente, as paredes de ligação entre as alas laterais e o restante edifício a não conseguir suportar cargas, o que leva à deformada que se observa na figura 5.3, sendo esta a sequência de roturas que leva ao comportamento da estrutura como três corpos diferentes.

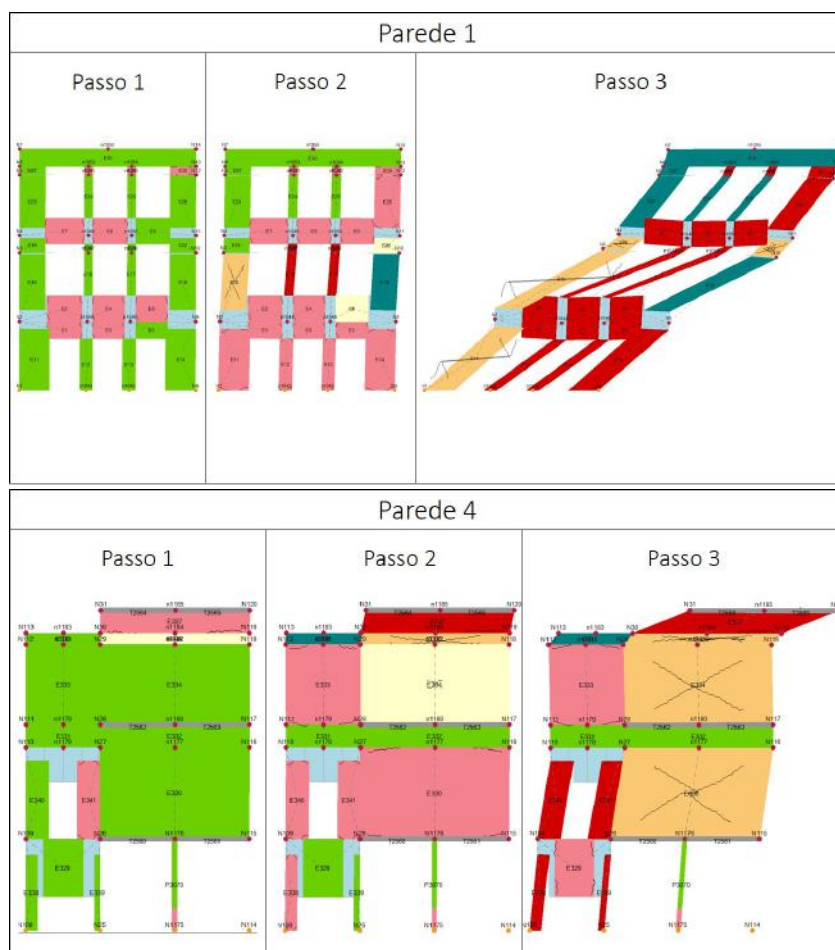


Figura 5.6: Mapa de dano das paredes 1 e 4

Pela observação da deformada torna-se óbvia a importância do efeito da torção nas alas laterais, importância confirmada pelos danos que ocorrem nas paredes dispostas segundo o eixo Y e que, não existindo este efeito, estariam à partida isentas de dano nesta análise. Pode-se observar o dano nas paredes dispostas segundo Y no apêndice B.1.4.

É também interessante notar que as restantes paredes da estrutura mantêm-se, de forma geral, com baixo nível de dano no segundo passo e com poucos painéis em colapso no último, o que pode indicar que, caso houvesse regularidade em planta, a estrutura suportaria valores bastante superiores de cargas. Apresentam-se alguns exemplos disso mesmo no apêndice B.1.3.



Ao transformar uma estrutura que apresenta tal irregularidade de comportamento numa estrutura de um só grau de liberdade, é natural que os resultados que advenham desta simplificação sejam pouco fiáveis, pelo que devem ser interpretados com cautela.

Fica claro, após a interpretação dos resultados, que se deveriam efetuar análises isoladas a cada corpo da estrutura, de forma a obter um conhecimento mais preciso acerca do comportamento de cada um destes corpos.

Na tabela 5.2 apresenta-se um resultado global, preconizado no EC8 como a verificação a fazer no que diz respeito à segurança sísmica.

A estrutura não verifica os critérios.

Tabela 5.2: Verificação da condição  $Sd_{alvo} \leq Sd_u$

Tipo de Sismo	$Sd_{alvo}[cm]$	$Sd_u[cm]$	Verificação
Tipo I	2.23	1.4	×
Tipo II	1.52	1.4	×

### 5.3 Análise dos resultados, Y+, 1º modo

Analizou-se da mesma forma a resposta da estrutura quando solicitada por cargas horizontais segundo o eixo Y, obtendo-se a curva de capacidade que se pode observar na figura 5.7.

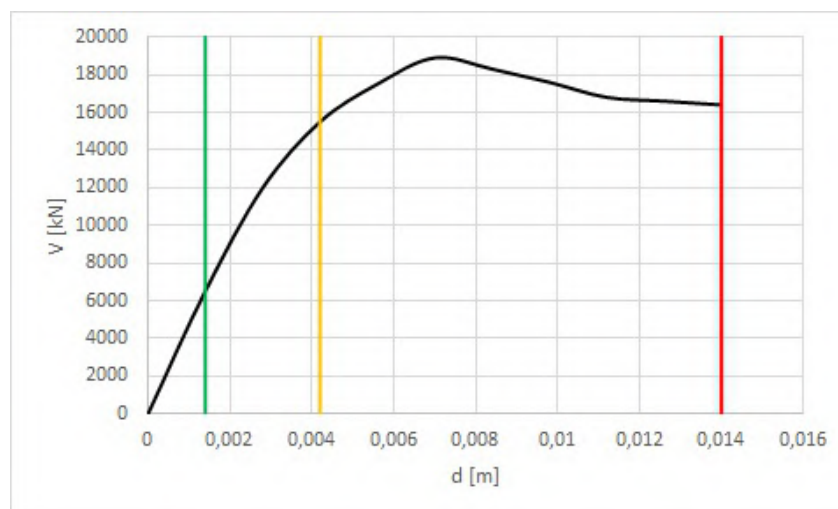


Figura 5.7: Curva de capacidade, Y+

O valor máximo de corte basal registado é de 18900 kN o que corresponde a sensivelmente 13% do peso próprio da estrutura e a um valor 18% superior ao registado para X+.

Pela observação da deformada da planta da estrutura no último passo da análise

*pushover* poder-se-ia pensar que, tal como na análise em X, as alas laterais comportam-se de forma muito diferente do resto da estrutura. Tem-se no entanto que, neste caso, o deslocamento acentuado das alas laterais acontece apenas numa fase final da análise (como se pode verificar na evolução da deformada no apêndice B.2.1) ao contrário do que se passa em X.

Mais uma vez, nota-se que o corpo do ginásio permanece pouco deformado. Tal pode dever-se ao facto de, sendo um corpo amplo, com poucas paredes interiores, com apenas um piso e tendo aberturas de grandes dimensões, o seu peso próprio ser relativamente pequeno e, portanto, ser uma parte da estrutura relativamente pouco mobilizada nos primeiros modos de vibração.

Comparando ainda com a análise segundo X, verifica-se um efeito muito menor da torção, o que vem de encontro às expectativas, uma vez que a estrutura apresenta uma irregularidade em planta segundo X que propicia o aumento do efeito da torção e que dificulta a redistribuição das cargas de forma regular pela estrutura.

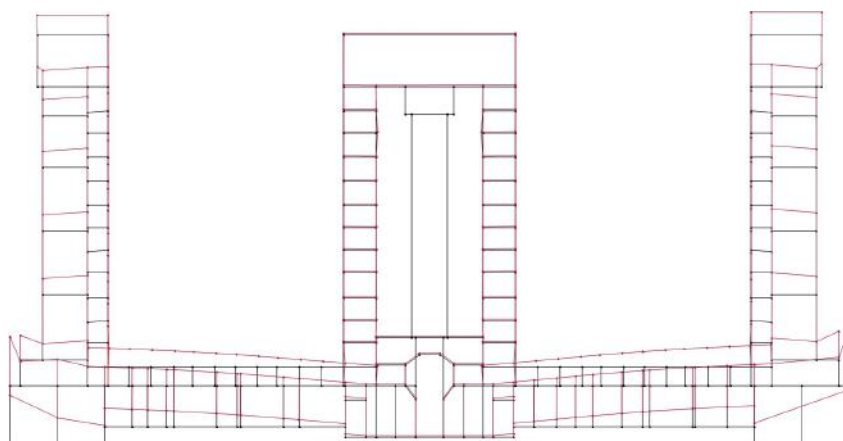


Figura 5.8: Planta da deformada após o 2º passo da análise *pushover* Y+

Observou-se a evolução do dano no-plano das paredes passo a passo ao longo da curva *pushover* dos quais se escolheram três momentos para ilustrar a evolução, tal como se fez para X. O primeiro passo assinalado na figura 5.7 corresponde à fase elástica da estrutura, o segundo é um momento próximo à formação dos primeiros mecanismos plásticos e o terceiro passo corresponde ao final da análise.

As paredes que condicionam o início do comportamento plástico da estrutura são as assinaladas na figura 5.9 e encontram-se entre os torreões E e D.

Tal como segundo X, as paredes divisórias são das primeiras a apresentar bastante dano ainda que, como estão limitadas inferior e superiormente por vigas metálicas, tal não implique uma falha grave do ponto de vista global.

O facto de estas paredes terem uma espessura de apenas 11 cm é a explicação para a sua aparente fragilidade. Desta forma funcionam mal do ponto de vista

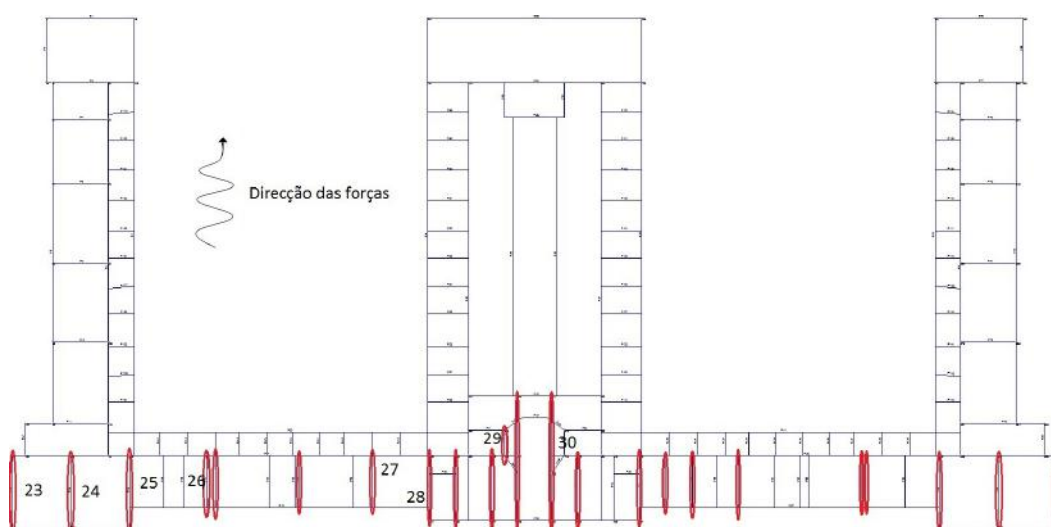


Figura 5.9: Paredes que apresentam dano ou colapso significativo no segundo passo

da resistência da estrutura, contribuindo apenas como mais cargas. Poderá ser interessante num projeto de reforço potenciar as capacidades resistentes das paredes divisórias de forma a que contribuam de forma mais eficiente para a resistência global do edifício.

Como se pode observar na figura 5.10, as paredes apresentam colapso devido a forças de corte logo no segundo passo.

Na parede 27 é também possível observar a falha que ocorre na viga de madeira que serve de ligação entre as colunas metálicas das passagens exteriores e a estrutura de alvenaria.

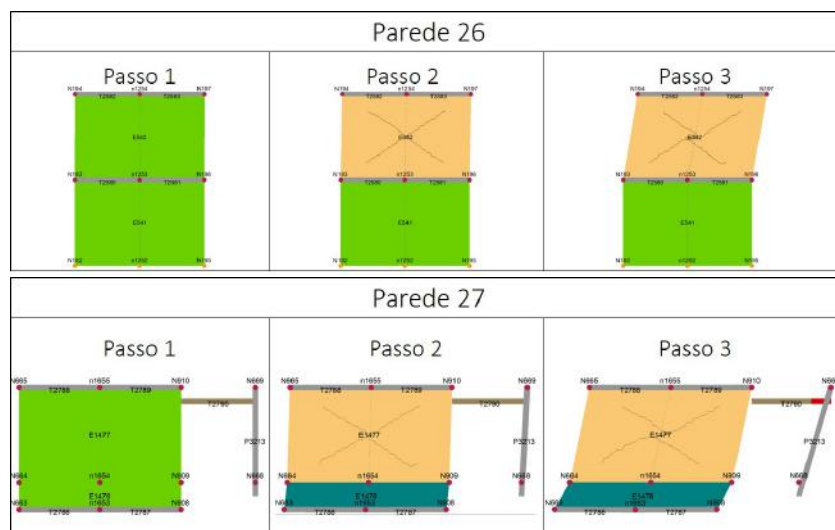


Figura 5.10: Mapa de danos das paredes 26 e 27

Relacionando as paredes onde se verifica dano considerável no início da fase plástica e a evolução da deformada, pode-se concluir que os torreões E e D ao não terem capacidade para suportar as solicitações sem que os seus painéis apresentem falha (principalmente ao nível do primeiro piso), permitem deslocamentos consideráveis às alas laterais o que traz implicações graves para estes corpos ao continuar com o carregamento horizontal da estrutura.

A evolução do dano na paredes dispostas segundo Y no torreão E pode ser verificada na figura 5.11.

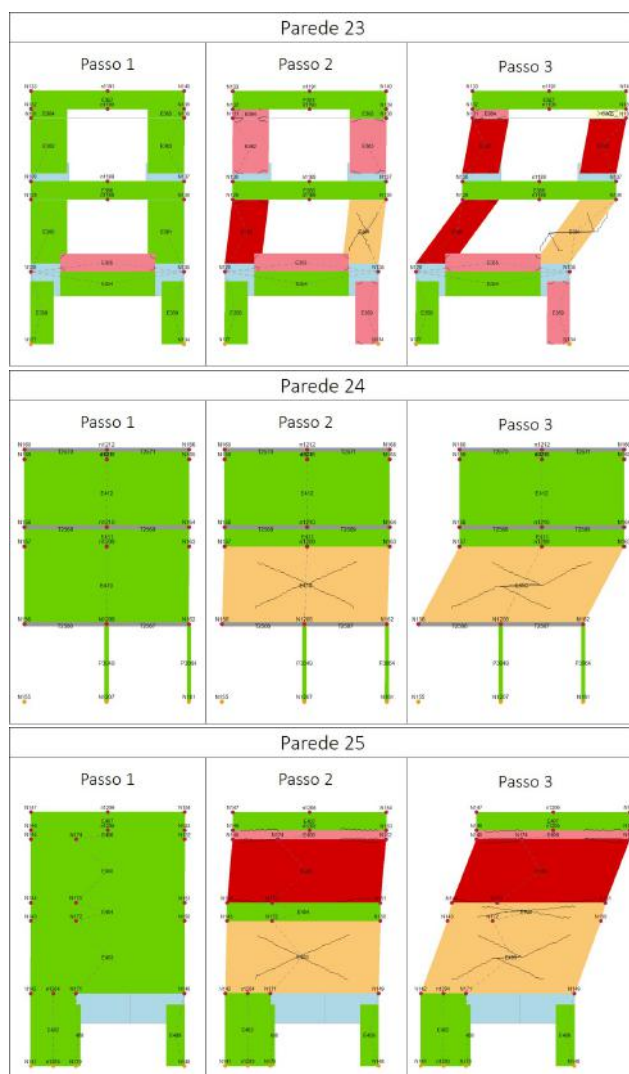


Figura 5.11: Mapa de danos das paredes 23, 24 e 25

A parede 28, pertencente ao corpo do ginásio, revela também dano considerável no início da fase plástica, dano causado pelas cargas transmitidas pelo corpo que faz a ligação entre o ginásio e o torreão E. Observando a deformada (figura 5.8) pode-se perceber a influência que o deslocamento das alas laterais tem nesta parede.

As paredes 29 e 30 também apresentam dano considerável no segundo passo analisado. No entanto verifica-se que as paredes localizadas no interior do corpo do ginásio, apesar de contribuírem para a resistência global do edifício, não implicam a falha de outros elementos quando perdem a capacidade de suportar cargas.

Detalha-se a parede 28 na figura 5.12.



Figura 5.12: Mapa de danos da parede 28

Uma vez que, segundo o eixo Y, o edifício apresenta um comportamento relativamente regular, é possível e interessante recorrer às curvas de fragilidade de forma a avaliar a probabilidade de dano da estrutura como ferramenta de avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Apresentam-se na figura 5.13 as curvas de fragilidade da estrutura para a análise *pushover* que se está a estudar e o deslocamento-alvo calculado de acordo com o EC8 para o sismo de tipo I e sismo tipo II.

Os resultados, sumarizados na tabela 5.3, deixam perceber que a estrutura é mais vulnerável aos sismos de tipo I do que aos de tipo II, sendo que, em qualquer dos casos a probabilidade de dano completo ou extenso é muito elevada, à volta dos 80%.

Tabela 5.3: Probabilidade de ocorrência de estados de dano

Estado de Dano	Completo	Extenso	Moderado	Ligeiro	Ausência de dano
Sismo tipo I	55	29	8	8	0
Sismo tipo II	41	38	10	9	2

Pelo EC8, um dos critérios de segurança sísmica passa pela verificação da condição  $Sd_{alvo} \leq Sd_u$ .

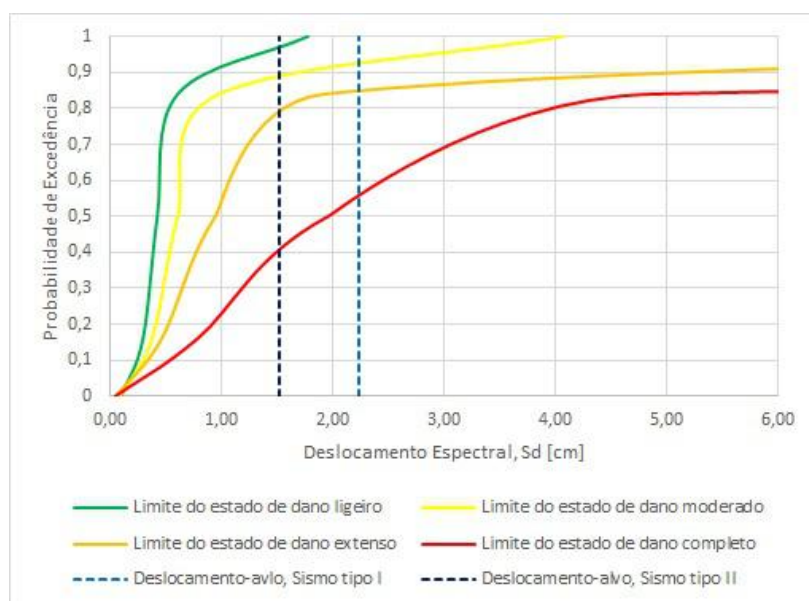


Figura 5.13: Curvas de fragilidade,  $Y_+$ , 1º modo, sismo tipo I e tipo II

Tabela 5.4: Verificação da condição  $Sd_{alvo} \leq Sd_u$

Tipo de Sismo	$Sd_{alvo}[cm]$	$Sd_u[cm]$	Verificação
Tipo I	2.24	1.4	×
Tipo II	1.53	1.4	×

Pela observação da tabela 5.4 pode-se concluir que o deslocamento último do edifício não está de acordo com o critério do deslocamento-alvo. É de assinalar que este critério foi criado para edifícios a projetar, sendo que, para edifícios pré-existentes, ainda não existe legislação disponível.

Mais uma vez se confirma que a estrutura está perto de verificar este critério para o sismo tipo II mas está longe de o cumprir para o sismo de tipo I.

Uma vez que a estrutura não tem a capacidade de acomodar deslocamentos na ordem dos deslocamentos-alvo, as probabilidades de ocorrência de dano são muito maiores do que as apresentadas na tabela 5.3.

## 5.4 Considerações gerais sobre os resultados

A análise dos resultados vem confirmar as expectativas iniciais de que o edifício em estudo não apresenta condições de resistência ao sismo que as normas propõem para edifícios novos.

Uma vez que foi projetado e erigido numa altura em que as cargas horizontais não eram tidas em conta, é natural que o edifício não verifique os níveis de segurança face a este tipo de cargas propostos pelas normas. É de referir que ainda não existe legislação que contemple o reforço de edifícios existentes.

A irregularidade em planta que o edifício apresenta é comprovadamente um fator da maior importância no que diz respeito à vulnerabilidade da estrutura face às ações sísmicas, questão que deverá ser acautelada e mitigada num projeto de reforço.

Caso tal não aconteça, é importante o estudo de cada um dos corpos que constituem a estrutura individualmente de forma a que se obtenha um conhecimento mais profundo acerca dos seus comportamentos e vulnerabilidade.

É de assinalar o bom comportamento que o piso das caves apresenta, tanto nas análises segundo Y como segundo X, apesar de que, devido às condicionantes já mencionadas, os elementos apresentem bastante dano na análise segundo X.

As paredes que o constituem têm maior capacidade de transmitir cargas (este piso fazia parte das fundações originais e só posteriormente foi reaproveitado) o que vai de encontro às recomendações do eurocódigo, uma vez que é o piso menos elevado face ao terreno. Desta forma, o maior peso-próprio inerente à maior espessura das paredes não tem uma influência muito maior nas análises *pushover* realizadas com cargas aplicadas de acordo com o primeiro modo de vibração. O perfil das cargas é semelhante a triangular, crescente em altura, pelo que as massas localizadas numa parte inferior da estrutura são menos mobilizadas do que as que se localizam em altura.

Este piso foi alvo de intervenções, apresentando lâminas de betão nas paredes e arcos de alvenaria o que contribui para a resistência dos elementos e melhora significativamente a capacidade de dissipação de energia.

As análises realizadas neste documento contemplam apenas o comportamento no-plano das paredes. Os mecanismos fora-do-plano são, como se refere na secção 2.2, mecanismos maioritariamente locais, mas podem ter uma importância preponderante face à capacidade de redistribuição de cargas pelos painéis de alvenaria.

Para que a resposta no-plano das paredes seja a esperada é fundamental que os mecanismos fora-do-plano sejam acautelados, devendo ser por isso uma das prioridades do projeto de reforço sísmico garantir que a ocorrência deste tipo de mecanismos seja mitigada.

Dos locais mais propícios aos mecanismos fora-do-plano das paredes é o corpo do ginásio. Este corpo é constituído por paredes de altura considerável e, não existindo paredes interiores que funcionem como contraventamento e sendo que a cobertura praticamente não contribui para a distribuição de cargas horizontais, os deslocamentos transversais destas paredes não são contrariados de forma nenhuma, sendo zonas muito vulneráveis a este tipo de mecanismos.

Nas análises em ambas as direções verifica-se que as paredes interiores são as primeiras a ser solicitadas e as primeiras a sofrer dano. A maior parte destas paredes foram projetadas como paredes divisórias, sendo que não apresentam grande capacidade resistente. Uma vez que, em conjunto, são a maior parte dos elementos que se dispõem segundo a direção da força horizontal (em qualquer um dos eixos) seria interessante dotá-las de maior capacidade resistente, passando

a desempenhar um papel muito importante na distribuição de cargas horizontais e no controlo dos deslocamentos transversais das paredes adjacentes.

Boas ligações entre as paredes e entre as paredes e os pavimentos devem ser garantidas, assim como um comportamento de piso rígido por parte dos pavimentos, de forma a que a distribuição das forças horizontais seja feita de forma eficaz.



## Capítulo 6

# Proposta de reforço

### 6.1 Introdução

A Escola Secundária de Camões esteve inserida no programa Parque Escolar, com vista à sua reabilitação e reforço estrutural com uma proposta de projeto pelo arquiteto Falcão de Campos e pela A2P, projeto que, no entanto, não foi concluído. Do ponto de vista da alteração arquitetónica, o projeto previa as seguintes intervenções [41]:

- reformulação dos acessos verticais e introdução de elevadores;
- introdução, nos topos norte e sul, de duas zonas em forma de meia-lua, para iluminação e ventilação das zonas da cave que passam a funcionar como salas de aula;
- execução de duas zonas técnicas, enterradas entre as alas laterais e a ala central, para acomodação dos depósitos de incêndio;
- introdução de uma circulação em cave sob os atuais corredores exteriores existentes em todo o perímetro exterior dos pátios;
- modificação interior dos espaços para adequação a novas funcionalidades, com a eliminação de paredes interiores e/ou criação de novas paredes em zonas distintas.



Figura 6.1: Planta do piso térreo existente e projeto (adaptado de [41])

Do ponto de vista da consolidação e reforço estrutural foram propostas intervenções sobre as estruturas de pavimentos e coberturas, tendo em vista o aumento da sua rigidez (assegurar comportamento de diafragma), e sobre as paredes interiores e exteriores de alvenaria, tendo em vista o aumento da sua capacidade resistente [41]:

1. aplicação de lâminas de reboco armado com redes metálicas ou de argamassas poliméricas reforçadas com fibras de polipropileno nas paredes de alvenaria, exteriores e interiores — a resistência das paredes e a sua capacidade de dissipação de energia é melhorada pela aplicação destas lâminas, que garantem um maior confinamento às paredes (figura C.1);
2. reforço das ligações entre paredes exteriores e interiores — a ligação entre paredes ortogonais estava assegurada apenas pelo imbricamento de alguns dos tijolos da parede interior na parede exterior (figura C.2);
3. reforço das ligações entre paredes e pavimentos — a amarração da entrega dos vigamentos das paredes exteriores não estava garantida para ações sísmicas. O reforço proposto passa pela aplicação de chumbadouros e de elementos metálicos (figura C.3);
4. melhoria do comportamento de piso rígido/diafragma — adota-se um sistema de chapas e perfis metálicos dispostos em forma de "Cruz de Santo André", localizados, em planta, ao nível da face inferior dos pavimentos e que permitirão que as estruturas originais passem a ter um comportamento mais próximo de um diafragma (figura C.4);
5. pregagem dos cunhais do edifício e reforço pontual de alguns pavimentos existentes — esta medida aumenta tanto a resistência como o confinamento das zonas de interface entre paredes ortogonais (figura C.5);
6. reforço da cobertura e varandins da ala central (ginásio) (figura C.6) — a cobertura é reforçada por uma estrutura metálica com elementos em forma de "Cruz de Santo André", passando a contribuir para a distribuição das cargas horizontais como se de um piso rígido se tratasse. Também se dotaram os varandins de estruturas metálicas em forma de "Cruz de Santo André" de forma a que funcionassem como uma viga no plano horizontal com o intuito de reduzir a deformada transversal das paredes.

No apêndice C.1 figuram alguns desenhos de pormenorização das intervenções propostas que clarificam as opções de reforço tomadas.

Estas medidas de reforço da estrutura aliadas às intervenções estruturais no âmbito das alterações arquitetónicas do edifício respondem, de uma forma geral, aos problemas detetados na secção 5.4 deste documento.

É, por isso, interessante e pertinente fazer uma avaliação da vulnerabilidade sísmica da estrutura reforçada da mesma forma que se analisou a estrutura original e fazer uma comparação entre os resultados de forma a perceber a influência das soluções de reforço propostas.

## 6.2 Modelo numérico

Partindo do modelo numérico descrito na secção 4.4 e analisado no Capítulo 5, procedeu-se às alterações necessárias de forma a modelar os efeitos da proposta de reabilitação e reforço do edifício.

Criaram-se as paredes de betão correspondentes às zonas técnicas e às circulações na cave, paredes com espessura de acordo com as plantas e cortes do projeto de reabilitação e reforço fornecidas pela A2P.

Aplicou-se o comportamento de diafragma a todos os pisos e os coeficientes preconizados na NTC08 [34] referentes à introdução de lâminas de reboco armado e à garantia de boas ligações transversais, entre paredes e paredes e pisos. Estes coeficientes aplicam-se sobre os parâmetros mecânicos das alvenarias, resultando nos valores da tabela 6.1.

Tabela 6.1: Características das alvenarias

Alvenaria de	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$f_m$ (MPa)	$\tau_0$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
Pedra	4460	743	26.9	6.05	0.152	3.53
Tijolo	2930	1270	20.00	20.90	0.848	14.60

Na figura 6.2 pode-se observar o modelo da estrutura reforçada.

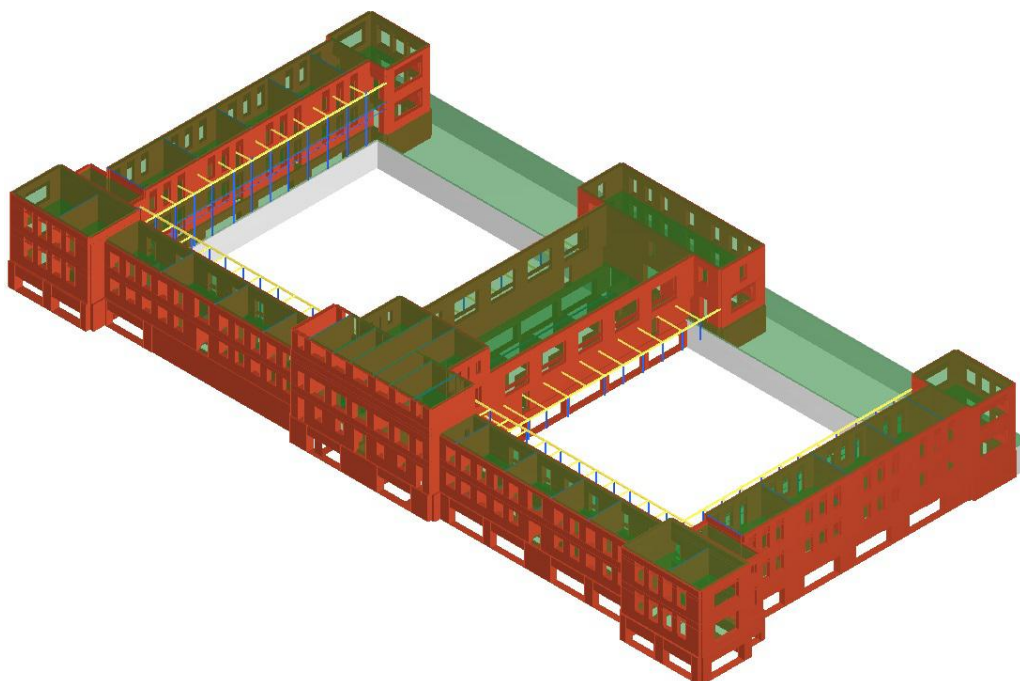


Figura 6.2: Modelo 3D da estrutura com projeto de reabilitação e reforço

### 6.3 Análise dos resultados, X+, 1º modo

Apresenta-se, na figura 6.3, a curva de capacidade resultante da análise feita para a proposta de reforço (curva a preto) bem como a curva obtida anteriormente para a estrutura sem reforço.

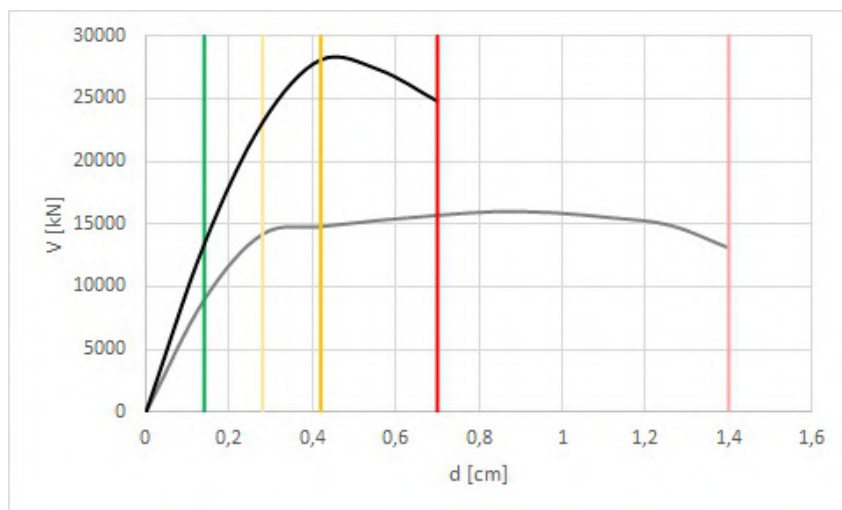


Figura 6.3: Curvas de capacidade, X+, 1º modo

O valor máximo de corte basal que se verifica é de 28100 kN, um valor cerca de 75% mais elevado do que o registado para a mesma análise da estrutura sem reforço e que equivale a 15% do peso da estrutura, o que corresponde a uma melhoria considerável face à estrutura existente. Este ganho de resistência dá-se à custa de uma perda importante de ductilidade, fator importante no comportamento sísmico. No entanto verifica-se que os primeiros mecanismos plásticos dão-se para um deslocamento maior da estrutura, pelo que, apesar do comportamento ser mais frágil, o colapso não deverá ser repentino e sem aviso.

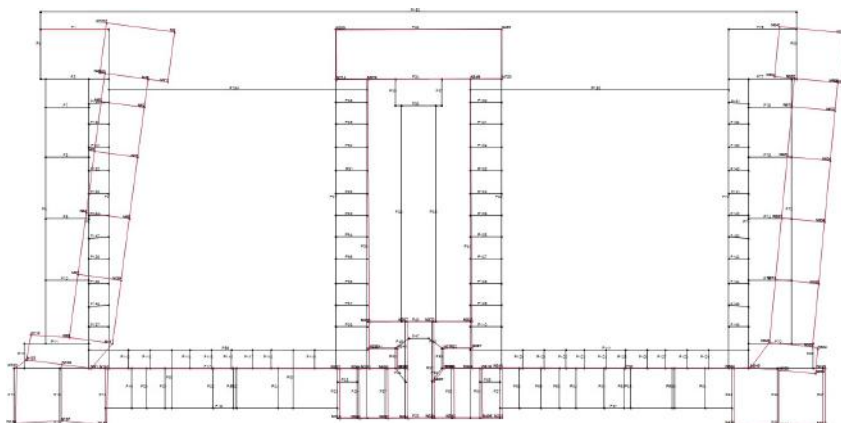


Figura 6.4: Deformada no último passo da análise *pushover*

Observando a evolução da deformada (apêndice C.2.1) constata-se que, apesar de nos últimos passos se continuar a verificar que a deformação das alas laterais se mantém excessiva e que o edifício continua a não apresentar um comportamento global, o efeito da torção foi muito mitigado pela introdução das paredes de betão entre os torreões ET e DT, na zona das caves.

Esta adição contribui para conferir alguma rigidez à estrutura, para mitigar os deslocamentos excessivos detetados nas alas laterais e mitigar também o efeito de torção no edifício.

Pelo acompanhamento da evolução de dano nas paredes, nota-se que as primeiras onde ocorrem mecanismos plásticos (passo 2) já não são as paredes divisórias das alas laterais, como na estrutura sem reforço, mas sim as que servem de ligação entre as alas laterais e os torreões, assinaladas na figura 6.5.

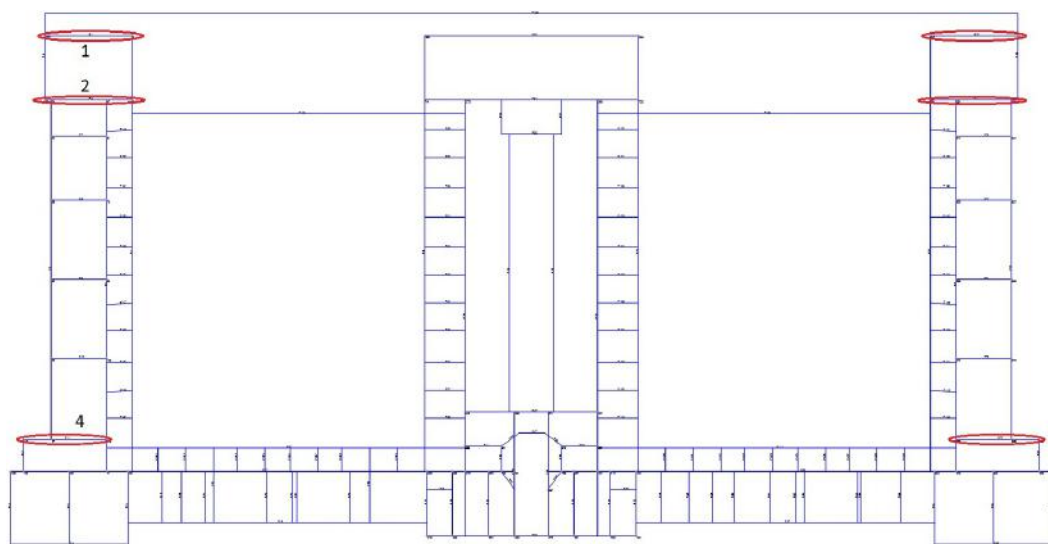


Figura 6.5: Paredes que apresentam dano significativo no segundo passo

Pode-se observar em detalhe, na figura 6.6, a evolução do dano nas paredes assinaladas. Quando comparados os mapas de dano destas paredes com os mapas de dano das mesmas na estrutura sem reforço, é óbvia a melhoria de resposta, uma vez que não só são em menor número os painéis que apresentam dano e o dano surge para uma deformação e valor de corte basal maiores, mas também apresentam um valor de deformação final muito menor.

De assinalar que as paredes das alas laterais, dispostas segundo Y, apesar de nos últimos passos continuarem a sofrer algum dano devido aos efeitos da torção, não apresentam colapso, verificando-se uma grande melhoria na resposta, fruto de uma melhor distribuição das cargas segundo X, não só pelas novas paredes introduzidas nas caves, mas também pela melhoria das ligações e do comportamento de diafragma dos pisos.

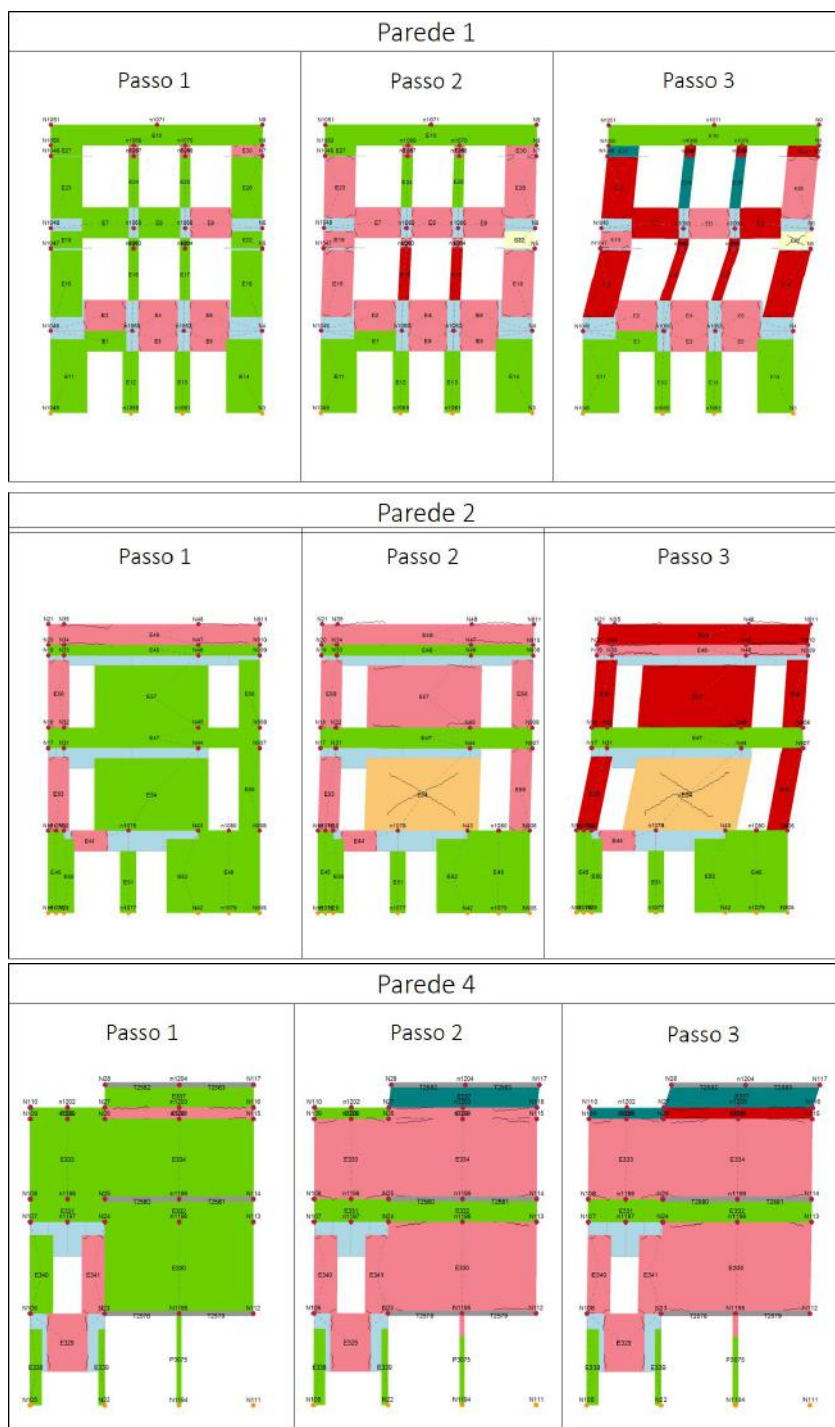


Figura 6.6: Mapa de dano das paredes 1, 2 e 4

Uma vez mais, pelo facto de a estrutura não apresentar um comportamento que se possa designar por global na parte final da análise, os valores para as curvas de fragilidade resultam inverosímeis, pelo que a sua elaboração é infrutífera.

No entanto pode-se fazer a verificação sugerida pelo EC8 no que diz respeito ao deslocamento da estrutura não ultrapassar o deslocamento-alvo calculado, uma vez que estes cálculos são feitos com base na resposta elástica da estrutura, fase onde se tem um comportamento considerado global.

Tabela 6.2: Verificação da condição  $Sd_{alvo} \leq Sd_u$

Tipo de Sismo	$Sd_{alvo}[cm]$	$Sd_u[cm]$	Verificação
Tipo I	1.78	0.7	×
Tipo II	1.14	0.7	×

Como se pode observar pela tabela 6.2 a estrutura não respeita a verificação do EC8. No entanto, estas verificações foram desenvolvidas para edifícios a projetar e não para projetos de reforço para os quais se aceitam verificações menos exigentes. Ainda não existe legislação disponível que defina os critérios ou valores que se devem respeitar nestes casos.

## 6.4 Análise dos resultados, Y+, 1º modo

Os resultados das análises *pushover* feitas segundo Y para a estrutura inicial e reforçada podem ser observadas na figura 6.7 a cinzento e a preto, respetivamente.

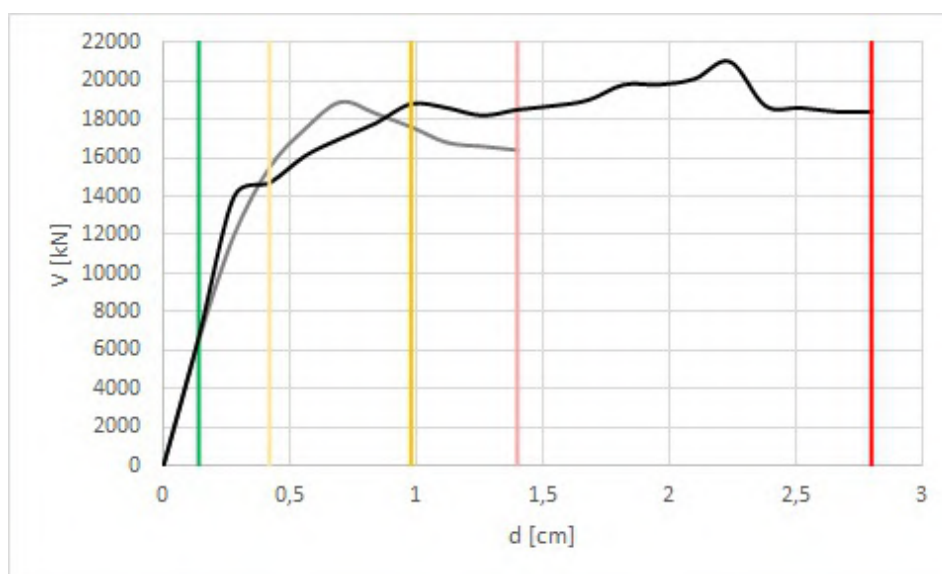


Figura 6.7: Curvas de capacidade, Y+, 1º modo



Comparando as curvas de capacidade nota-se que a melhoria na resposta da estrutura está mais do lado do deslocamento do que da força basal.

Apesar de se verificar que a máxima força basal, 21000 kN, é superior aos 18900 kN registados na estrutura sem reforço, a percentagem da força em relação ao peso da estrutura é ligeiramente menor: 12%.

É o deslocamento último da estrutura que aumenta significativamente comparado com a estrutura inicial, parâmetro muito importante no que diz respeito ao comportamento sísmico.

Pela observação da evolução da deformada da estrutura (apêndice C.3.1), pode-se concluir que as cargas são distribuídas de forma mais regular. É possível detetar, no entanto, que entre os torreões E e C a estrutura sofre um deslocamento excessivo, pelo que se deve estudar quais são os elementos que colapsam e permitem esse deslocamento.

A figura 6.8 apresenta a forma da deformada.

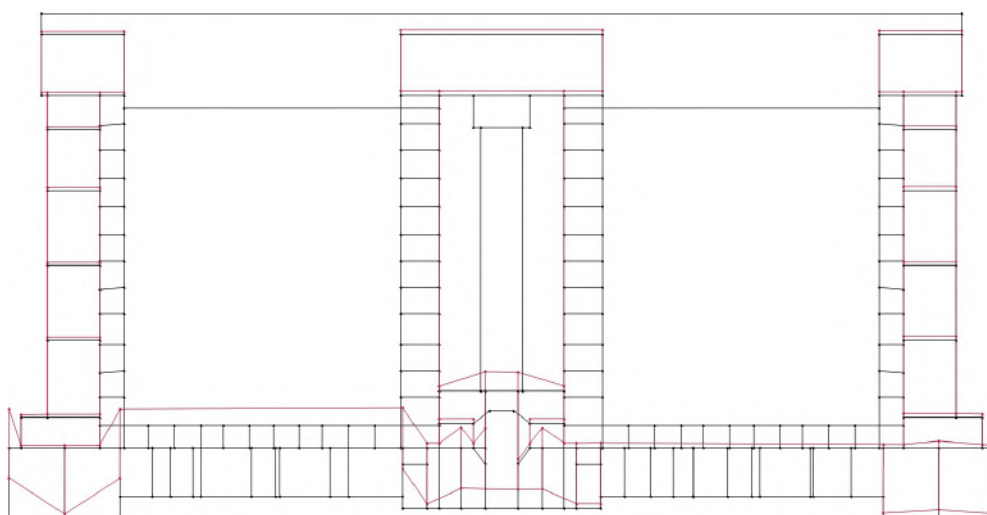


Figura 6.8: Deformada após o 2º passo da análise *pushover*

Passando à análise passo a passo do dano da estrutura, verifica-se que os mecanismos plásticos dão-se para uma força e deslocamento maiores do que na estrutura inicial, como seria de esperar.

Verifica-se também que os primeiros mecanismos plásticos ocorrem nas paredes divisórias do troço já anteriormente identificado como mais vulnerável, bem como nas paredes constituintes dos torreões E e C (figura 6.9).

Na figura 6.10 mostra-se a evolução de dano nas paredes do torreão central, exemplificada pelas paredes 28 e 30.

Na figura 6.11 observa-se a evolução de dano das paredes dispostas segundo Y no torreão E, bem como um exemplo de uma das paredes divisórias.



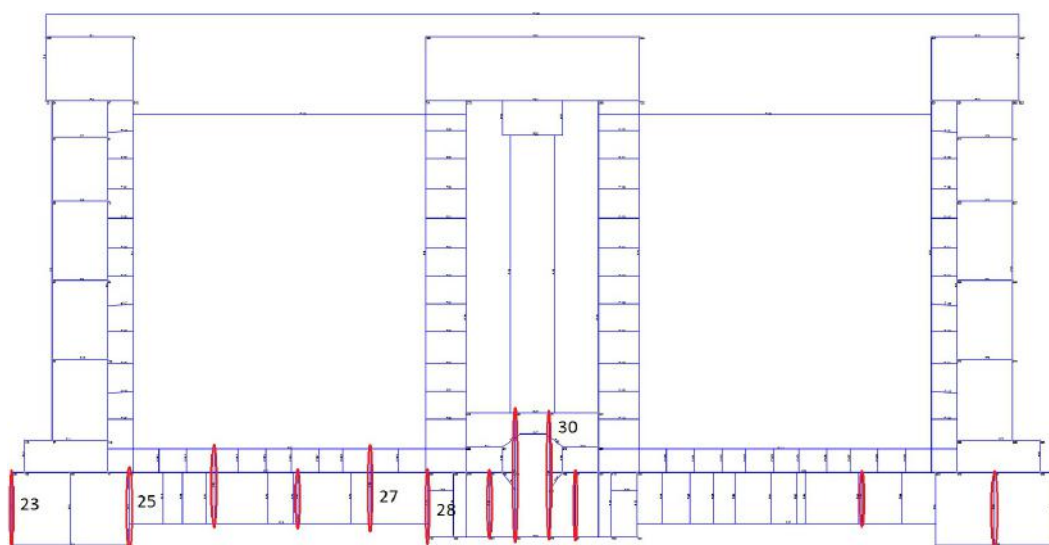


Figura 6.9: Paredes que apresentam dano significativo no segundo passo

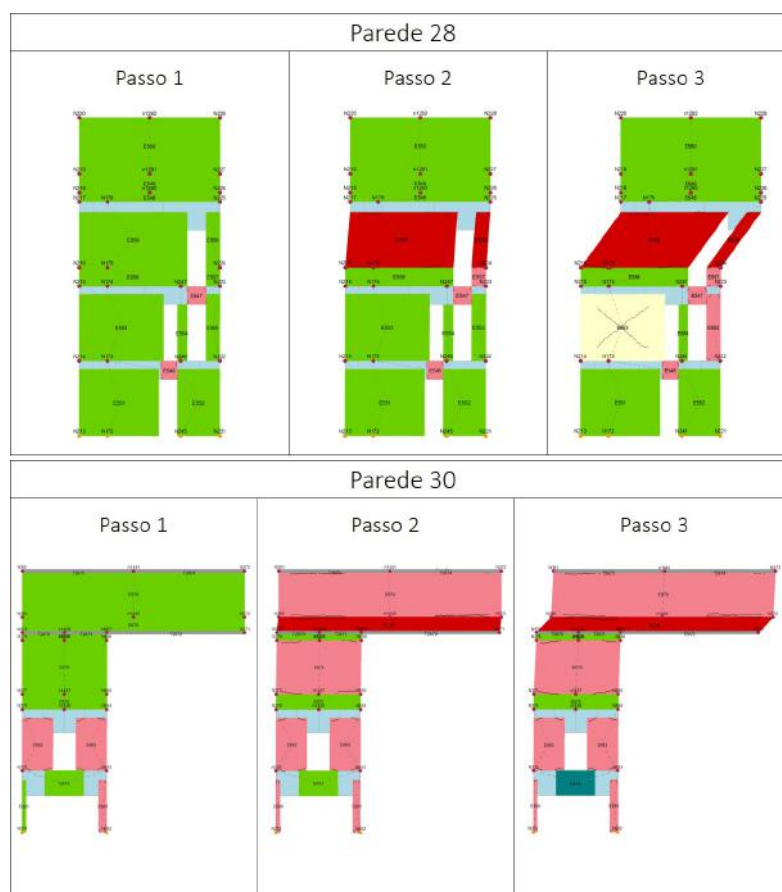


Figura 6.10: Mapa de dano das paredes 28 e 30

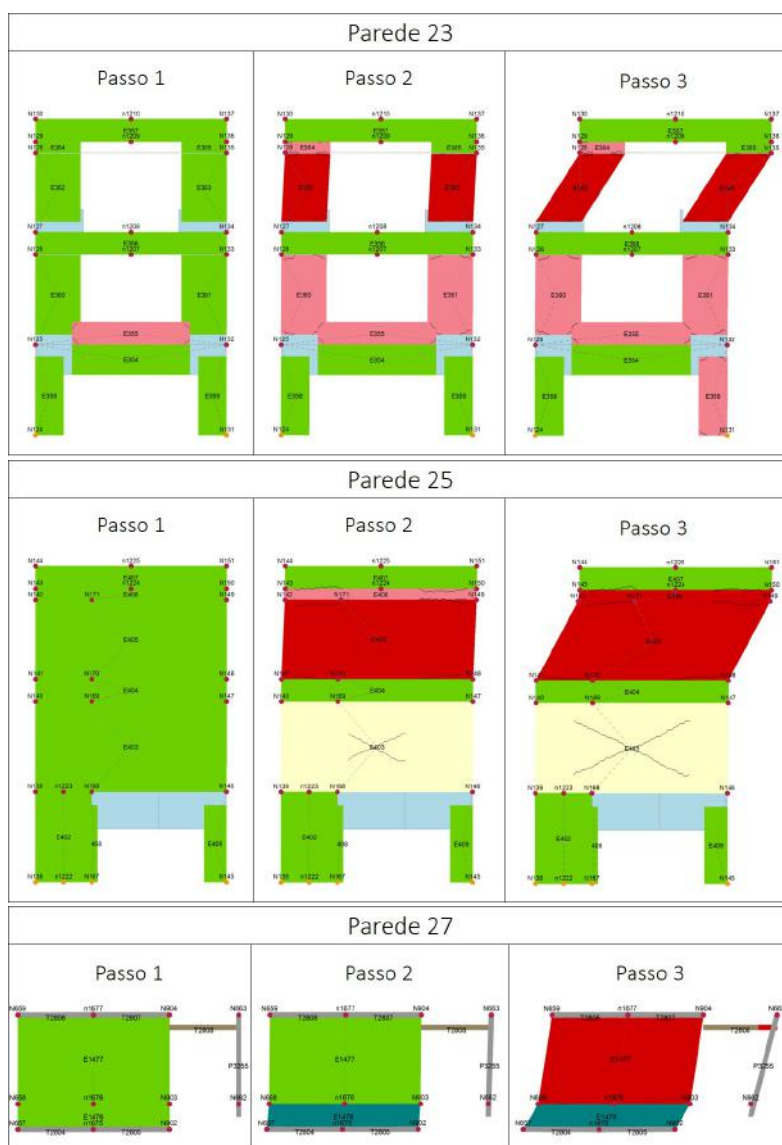


Figura 6.11: Mapa de dano das paredes 23, 25 e 27

Pode-se concluir pelos resultados obtidos que a estrutura inicial suportava já cargas bastante aceitáveis, uma vez que, com o reforço, os valores de força basal não aumentaram de forma considerável.

Devido à melhoria das ligações e do comportamento de diafragma dos pisos, as cargas são mais bem distribuídas o que resulta numa deformada mais regular (não se obtêm os deslocamentos das alas laterais que se verificam para a estrutura inicial) e numa maior capacidade de acomodar deslocamentos.

Apresentam-se na figura 6.12 as curvas de fragilidade da estrutura reforçada e os respectivos deslocamentos-alvo para o sismo de tipo I e sismo de tipo II.

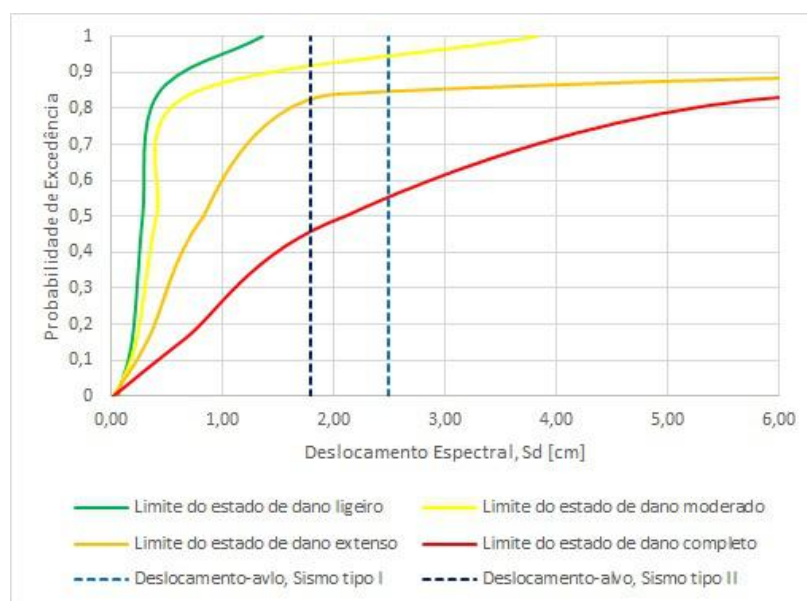


Figura 6.12: Curvas de fragilidade, Y+, 1º modo, sismo tipo I e tipo II

A tabela 6.3 resume a probabilidade de ocorrência dos estados de dano para cada tipo de sismo.

Tabela 6.3: Probabilidade de ocorrência de estados de dano

Estado de Dano	Completo	Extenso	Moderado	Ligeiro	Ausência de dano
Sismo tipo I	55	29	10	6	0
Sismo tipo II	45	37	9	9	0

Verifica-se que, tal como para o valor da força basal, não ocorreu uma melhoria significativa para estes valores.

No entanto, a estrutura inicial não tinha capacidade de acomodar deslocamentos de acordo com os valores do deslocamento-alvo. A estrutura com reforço excede em larga medida os valores do deslocamento alvo, como se pode verificar na tabela 6.4.

Tabela 6.4: Verificação da condição  $Sd_{alvo} \leq Sd_u$

Tipo de Sismo	$Sd_{alvo}[cm]$	$Sd_u[cm]$	Verificação
Tipo I	2.49	2.8	✓
Tipo II	1.79	2.8	✓

Tem-se que a estrutura reforçada verifica as condições propostas pelo EC8 para edifícios a projetar, na análise em Y, o que significa uma vulnerabilidade sísmica satisfatoriamente baixa da estrutura, nesta direção.

## **6.5 Considerações gerais sobre os resultados**

Pela análise dos resultados pode-se concluir que a proposta de reforço e reabilitação responde aos problemas identificados quando se analisou a estrutura inicial.

Identificou-se como principal fator para a vulnerabilidade sísmica da estrutura o facto de, segundo o eixo X, a estrutura apresentar uma acentuada irregularidade em planta. Este fator foi mitigado.

As restrições arquitetónicas de preservação do edificado são respeitadas, sendo as alterações efetuadas ao nível das caves, não impondo novos elementos desenquadrados da traça original do edifício.

Desta forma, apesar de não se verificarem as condições preconizadas no EC8 para edifícios novos, considera-se que a melhoria da resposta segundo o eixo X é notável e adequada.

Os resultados permitem ainda a elaboração de um plano de procedimentos em caso de sismo, uma vez que os locais mais vulneráveis estão identificados.

Segundo a direção Y, a melhoria da resposta da estrutura dá-se pela maior capacidade de acomodar deslocamentos.

As verificações do EC8 são satisfeitas, permitindo que se conclua que o projeto de reforço está perfeitamente adequado para este eixo.

De assinalar, mais uma vez, que não foram contemplados os efeitos fora-do-plano das paredes. No entanto, pela melhoria das ligações entre todos os elementos, pela melhoria do comportamento dos pisos, pela aplicação de reboco armado e pela intervenção feita no ginásio ao nível dos varandins, pode-se admitir que a intervenção mitiga fortemente a probabilidade de ocorrência destes mecanismos.

Considera-se, portanto, que o projeto de reabilitação e reforço da estrutura proposto e analisado responde de forma muito positiva aos problemas identificados pelas análises feitas à estrutura inicial

## Capítulo 7

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

O estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes tem vindo a ganhar importância. É neste contexto que edifícios públicos, históricos e com grande afluência de pessoas ganham uma relevância maior.

Os edifícios cuja estrutura portante é maioritariamente constituída por alvenaria são uma parte importante deste tipo de edifícios e, pelas suas particularidades, devem ser abordados de forma diferente dos edifícios de betão ou aço.

Pelas diferenças que o comportamento sísmico da alvenaria revela em relação ao betão ou aço têm sido desenvolvidos métodos de análise de estruturas específicos para estruturas deste material. Neste trabalho, que aborda a vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar cuja estrutura é de alvenaria, utilizou-se o programa 3Muri, que implementa macro-elementos de forma a modelar os elementos estruturais e, subsquentemente, permite realizar análises *pushover* à estrutura.

Elaborou-se um modelo numérico da estrutura existente através do programa, modelo cuja reposta foi validada de acordo com modelos elaborados previamente e que foram reconhecidamente validados por uma campanha de ensaios à estrutura. Desta forma garante-se que o modelo criado com base em macro-elementos tem uma correspondência fiável à estrutura real.

Uma das dificuldades deste trabalho foi a tradução da geometria complexa do edifício para o modelo numérico, com todas as particularidades inerentes ao edifício e às opções de modelação tomadas de forma a corresponderem à estrutura real.

Nos trabalhos que incidem sobre edifícios em alvenaria, uma das principais questões prende-se com a caracterização mecânica da alvenaria. O tema foi abordado de acordo com a bibliografia existente, recorrendo ao caderno de encargos original, aos valores propostos pelos códigos europeus (em particular pela NTC08 italiana) e aos valores utilizados num modelo de análise linear do edifício em estudo. Ao utilizar os diferentes documentos tem-se uma confiança

maior sobre os valores utilizados, uma vez que se ganha uma maior sensibilidade ao recolher informações de várias fontes credíveis e com métodos de recolha de dados diferentes.

Efetuar-se análises *pushover* sobre o modelo das quais se estudaram com maior detalhe as mais gravosas. A partir da análise de resultados identificaram-se os elementos e particularidades da estrutura que mais influenciam a vulnerabilidade sísmica da estrutura e aplicaram-se metodologias e verificações sugeridas pelos diferentes códigos de forma a que se crie uma sensibilidade em relação à resposta sísmica da estrutura.

Aponta-se como uma das principais conclusões o facto de que a aplicação de análises *pushover* em direções nas quais a irregularidade em planta das estruturas seja acentuada, apesar de útil, não cumpre com rigor o propósito de avaliar de forma global o comportamento da estrutura. De facto, como fica explícito na análise segundo o eixo X, deve-se, nestes casos, estudar o comportamento de cada corpo constituinte da estrutura de forma a que se possam obter resultados que traduzam bem a resposta de cada um dos corpos.

De forma a aprofundar o estudo sobre o comportamento sísmico do edifício principal da Escola Secundária de Camões aconselha-se a realização de análises *pushover* individuais aplicadas aos corpos cujos comportamentos se identificaram como diferentes do resto da estrutura.

A utilidade deste tipo de análises passa também pela possibilidade de acompanhar a evolução de dano, o que permite identificar as zonas mais vulneráveis das estruturas e, conseqüentemente, adaptar os projetos de reforço para que sejam mais eficazes e a elaboração de planos de emergência mais fiáveis.

A análise da estrutura existente também demonstrou que grande parte das paredes divisórias funcionam mal do ponto de vista sísmico, revelando uma oportunidade para o projeto de reforço que poderia passar pela inclusão destas paredes como parte importante do contraventamento da estrutura.

Posteriormente, analisou-se uma proposta de reabilitação e reforço da estrutura, onde se apresentam propostas de reforço concretas. Desta forma pode-se avaliar o impacto positivo que essas mesmas propostas têm sobre a estrutura, contribuindo para a aceitação de técnicas de reabilitação e reforço de estruturas de alvenaria.

Como resultados importantes da análise do projeto de reabilitação e reforço tem-se a grande contribuição efetiva das novas paredes ao nível das caves que conferem maior rigidez à estrutura, especialmente segundo a direção do eixo X. O aumento da força basal registado é considerável, ainda que a ductilidade da estrutura seja prejudicada.

A introdução destes elementos confere à estrutura um comportamento mais

próximo de um comportamento global, mitigando as diferenças entre os comportamentos de cada um dos corpos.

A opção de reforçar as paredes interiores resultou também num aumento da capacidade da estrutura. O comportamento destas paredes melhorou consideravelmente a distribuição de forças na estrutura, contribuindo de forma decisiva para a boa resposta ao sismo que se obteve.

É de salientar o facto de que, segundo o eixo Y, a estrutura verificaria as condições impostas pelo EC8 para edifícios novos.

Crê-se que o estudo contribuiu para a validação de métodos de análise de estruturas de alvenaria e de propostas de reforço, participando com mais um caso de estudo para o aprofundamento das metodologias empregues e para o aumento da sensibilidade na interpretação dos resultados.

Reforça-se a ideia de que a resposta sísmica foi obtida a partir do comportamento no-plano das paredes. Ainda que a proposta de reforço tenha contemplado opções que fazem face a tipos de mecanismo fora-do-plano, é aconselhável recorrer a verificações de segurança em relação a estes tipos de mecanismos nos locais nos quais a sua ocorrência seja mais provável.

Seria também interessante a realização de análises de sensibilidade que avaliassem tanto a influência das propriedades dos materiais como das ligações na resposta sísmica do edifício.

Por fim, de modo a obter um conhecimento muito profundo sobre a resposta sísmica da estrutura, sendo para tal necessário um nível de conhecimento superior do edifício, poder-se-ia recorrer a análises dinâmicas não-lineares com as quais se poderia obter resultados muito fiáveis e corroborar assim de forma inequívoca as conclusões deste trabalho.





# Referências bibliográficas

- [1] Applied Technology Council Redwood City, California (editor): *ATC40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.*, volume 1, 1996.
- [2] Barbat, A., Pujades, L. e Lantada, N.: *Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, (28):851–865, 2008.
- [3] Bento, R., Falcão, S. e Rodrigues, F.: *Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com Base em Análises Estáticas Não Lineares.* Em *SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, páginas 865–874, 2004.
- [4] Brencich, A. e Lagomarsino, S.: *A macro-element dynamic model for masonry shear walls.* Em *Proceedings of STRUMAS IV - 4th International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry*, páginas 67–75, 1998.
- [5] Calvi, G. M., Pinho, R. e Magenes, G.: *The 1755 Lisbon Earthquake: Revisited.* Springer, 2009. pp. 197-220.
- [6] Carvalho, E. C. e Oliveira, C. S. : *Construção anti-sísmica, edifícios de pequeno porte.* Relatório Técnico, ICT, LNEC, Lisboa, 1999.
- [7] Castagnone, A.: *Comportamento sísmico murature - parte 1*, visitado a 11.06.2015. <https://www.youtube.com/watch?v=8AzOmFIbpEU>.
- [8] CEN (editor): *Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, 2004.
- [9] CEN (editor): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, 2005.
- [10] Chiostrini, S., Galano, L. e Vignoli, A. : *In Situ Shear and Compression Tests in Ancient Stone Masonry Walls of Tuscany, Italy.* Journal of Testing and Evaluation, ASTM, 31:289–304, 2003.
- [11] Commission, European (editor): *RISK-UE Project. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings.*, 2003.
- [12] D'Ayala, D. e Speranza, E. : *An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings.* Em *Proceedings of the 12th*

- European Conference on Earthquake Engineering*, número 561, London, U.K., 2002.
- [13] DEC, Departamento de Engenharia Civil, FCT UNL: *Acetatos da unidade curricular Resistência dos Materiais I, disponíveis no clip*.
- [14] DOE, U.S. Department of Energy (editor): *Natural Phenomena Evaluation: Portsmouth Building X-705-DAC-M084801-SAR-28*, Portsmouth, Ohio, 1994.
- [15] Dolce, M.: *Schematizzazione e modellamodell degli edifici in muratura soggetti ad azione sismiche*. L'Industria delle Costruzioni, 25:44–57, 1991.
- [16] Fajfar, P.: *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, 16(3):573–592, August 2000.
- [17] FEMA & NIBS Mitigation Division, Washington, D.C.: *Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model - HAZUS®MH MR4 - Technical Manual*, 2003.
- [18] Ferrero, C.: *Consolidamento e Adeguamento Sismico del Teatro Politeama "Giuseppe Verdi" di Carrara*. Tese de Mestrado, Università degli Studi di Genova, 2011-2012.
- [19] Freeman, S. A.: *Development and Use of Capacity Spectrum Method*. Em *6th US NCEE Conference on Earthquake Engineering/EERI*, número 269, Seattle, Washington, June 1998.
- [20] Gambarotta, L. e Lagomarsino, S. : *SullaRiMethod Dinamica di Pareti in Muratura*. Em *Atti del Convegno Nazionale La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, páginas 451–462, Messina, Settembre 1996.
- [21] Giltner, B. e Kassimali, A. : *Equivalent Beam Method For Trusses*. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 5(5):70–77, May 2000.
- [22] Giuffrè, A.: *Sicurezza e conservazione dei centri storici, Il caso Ortigia*. 1993.
- [23] Grünthal, G. (editor): *European Macroseismic Scale 1998, EMS-98*, 1998.
- [24] IPQ, Instituto Português da Qualidade (editor): *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções Gerais*, 2009.
- [25] IPQ, Instituto Português da Qualidade (editor): *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [26] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. e Cattari, S. : *3Muri software*. S.T.A. Data.
- [27] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. e Cattari, S. : *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Engineering Structures 56, 2013.

- [28] Lamego, P. R. P. d. C.: *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho Escola de Engenharia, Janeiro 2014.
- [29] LNEC: *A sismicidade histórica e a revisão do catálogo sísmico*. Relatório Técnico 99/86, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1986.
- [30] Magenes, G. e Penna, A.: *Existing Masonry Buildings General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment*. Em Cosenza, E. (editor): *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, páginas 185–198. Doppiavoce, 2009.
- [31] Magenes, G. e Calvi, G.M.: *In-plane seismic response of brick masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (26), 1997.
- [32] Maio, R, Vicente, R., Formisano, A. e Varum, H.: *Seismic vulnerability assessment of an old stone masonry building aggregate in San Pio delle Camere, Italy*. Em *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2014.
- [33] Marques, R. F. P.: *Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, 2012.
- [34] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: *"NTC08", Norme tecniche per le costruzioni*, Roma, D.M. del 14/01/ 2008.
- [35] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: *C8A (Appendice al Cap. C8), Circ. NTC08*, Roma, 2009.
- [36] Mun, M.: *Parecer Sobre as Condições de Conservação e de Segurança Estrutural do Edifício Liceu Camões em Lisboa*. Relatório Técnico, LNEC, 2012.
- [37] Partido Ecologista Os Verdes, Grupo Municipal do: *Moção Pela Reabilitação da Escola Secundária de Camões*, Fevereiro 2016.
- [38] PCP, Grupo Municipal do: *Moção pela Reabilitação Urgente do Liceu Camões*, Novembro 2013.
- [39] Pinho, F.: *Paredes de alvenaria ordinária: Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de Doutoramento, FCT-UNL, 2007.
- [40] Proença, J. M. e Gago, A. S.: *Identificação Modal da Estrutura do Edifício Principal do Liceu Camões, em Lisboa*. Relatório Técnico, ICIST, 2011.
- [41] Proença, J. M. e Gago, A. S.: *Parque Escolar - Reforço Sísmico de Edifícios*. Parque Escolar, EPE, 2011.
- [42] República, Diário da: *Portaria n.º 740-N/2012*, Dezembro 2012.
- [43] SHARE: *SHARE Project*. <http://www.share-eu.org>, consulta em Janeiro 2016.

- [44] Sheppard, P.F.: *In-situ test of the shear strength and deformability of an 18th century stone-and-brick masonry wall*. Em *7th Int. Brick/Block Masonry Conference, Melbourne*, volume 1, páginas 149–160., 1985.
- [45] S.T.A. DATA: *3Muri User Manual Release: 10.9.0*.
- [46] Terra, M. V.: *Caderno de Encargos Lyceu Camões*. Relatório Técnico, Estado, 1800's.
- [47] Tomazevic, M.: *Computation of the shear resistance of masonry buildings, in The seismic resistance of masonry buildings*. Relatório Técnico, ZRMK, Lubiana, 1978.
- [48] Tomazevic, M: *Some Aspects of Experimental Testing of Seismic Behavior of Masonry Walls and Models of Masonry Buildings*. ISET Journal of Earthquake Technology, 37(404):101–107, December 2000.
- [49] Turnsek, V. e Cacovic, F.: *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*. Em *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference*, páginas 149–156, Stoke-on-Trent, 1970.
- [50] Vasconcelos, G.: *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. Tese de Doutorado, Universidade do Minho, 2005.

## Apêndice A

# Modelo numérico

A construção do modelo de uma estrutura com o programa 3Muri inicia-se pela definição de todos os elementos constituintes do modelo em planta.

Recorreu-se aos levantamentos elaborados pela A2P, documentos em Autocad, para se criar um novo documento *.dxf* que serve de base para a construção do modelo em 3Muri. Nesse documento de desenho figuram:

- as linhas médias das paredes e das vigas que fazem parte do edifício
- a localização dos pegões e das colunas metálicas
- a localização e dimensão em planta dos vãos

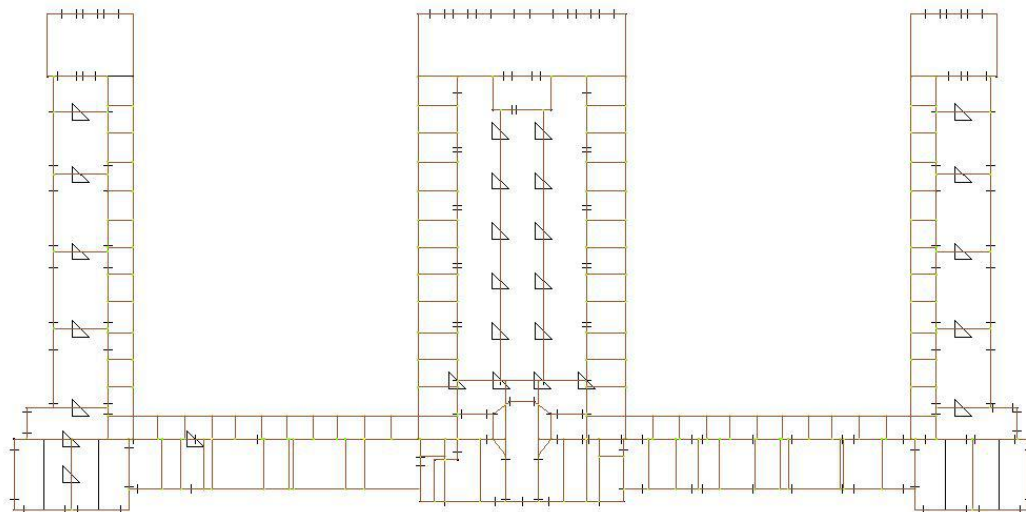


Figura A.1: Elementos criados em 3Muri

Introduzido o ficheiro *.dxf* no programa 3Muri, criam-se de forma muito expedita os elementos paredes e vigas ainda sem características e introduzem-se nós nos

loais onde se situam os pegões e as colunas metálicas, bem como nos locais onde as paredes assumem descontinuidades na sua espessura. A Figura A.1 mostra os elementos *parede* e os nós criados com o programa e o ficheiro *.dxf* que auxilia a introdução destes mesmos elementos bem como, posteriormente, as aberturas.

Define-se a quantidade e altura dos pisos.

Em estruturas mais simples este passo não apresenta qualquer problema. Numa estrutura como a do Liceu de Camões, na qual os vãos não estão alinhados nas diferentes fachadas e ultrapassam as alturas definidas para cada piso, esta tarefa torna-se mais complexa.

O edifício tem 4 pisos (contando com as caves) mas a modelação foi feita com 7 pisos de forma a contornar estas dificuldades geométricas.

Level	Visible	Description	Height [m]	Elevation [m]	Q wind [N/m2]	Roof
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 1	4,00E+00	4,00E+00	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 2	4,00E+00	8,00E+00	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 3	1,00E+00	9,00E+00	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 4	3,50E+00	1,25E+01	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 5	5,00E-01	1,30E+01	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 6	1,00E+00	1,40E+01	0,00E+00	<input type="checkbox"/>
7	<input checked="" type="checkbox"/>	Level 7	3,00E+00	1,70E+01	0,00E+00	<input type="checkbox"/>

Default height: 3,00E+00 [m]

Figura A.2: Pisos e respetivas alturas

As características geométricas dos elementos parede e viga introduzem-se facilmente, completando os campos respetivos nas janelas disponíveis no programa.

Para cada parede seleciona-se o tipo de alvenaria (definido anteriormente), e a sua altura e espessura. Considerou-se que as paredes do piso das caves descarregam as cargas da estrutura para o estrato resistente estando simplesmente apoiadas.

Para definir cada tipo de viga metálica ou se recorre às tabelas disponíveis no programa ou define-se a área, a inércia segundo o eixo X da peça e o momento plástico de cada perfil a utilizar.

A definição das colunas em alvenaria passa apenas pelas suas dimensões em planta e altura ao passo que, para as colunas metálicas, há que definir, para além da área em secção, as inércias segundo os eixos X e Y e os momentos plásticos também segundo estes dois eixos da peça.

A introdução das aberturas é também bastante simples. Recorrendo aos pontos definidos no documento *.dxf* basta indicar a altura da abertura e a altura onde inicia, a partir da base do piso

O programa calcula de forma automática a rigidez dos pavimentos bastando definir as dimensões em secção dos vigamentos, a distância entre vigamentos e o respetivo módulo de elasticidade.

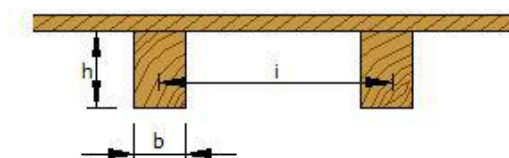


Figura A.3: Dimensões geométricas dos pavimentos

## A.1 Arcos

Tem-se um arco com as características geométricas apresentadas na Figura A.4.

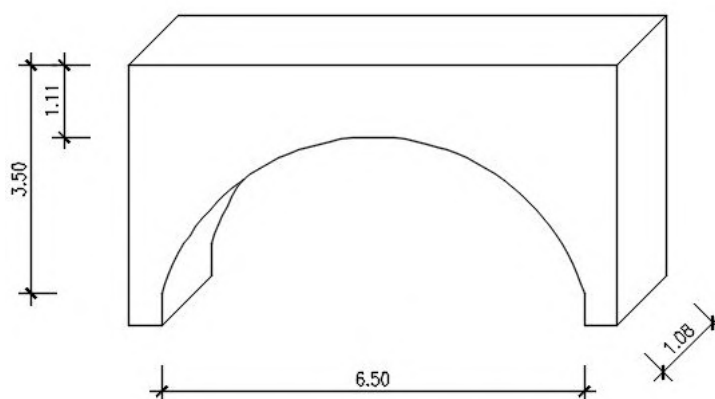


Figura A.4: Elemento real vs elemento modelado, em mm

O elemento que se cria de forma a modelar o arco é, então, uma abertura retangular de altura igual à máxima altura do arco e mesmo comprimento de vão, 6.5 m neste exemplo, como se verifica na figura A.5.

A secção do elemento exemplificado é constituída por um pano de alvenaria de 1 m e uma lâmina de betão de 0.8 m de espessura. As características desta secção podem-se ler na Tabela 4.2.

Criada a abertura, fica-se com um lintel em alvenaria com lâmina de betão que não traduz os efeitos do arco e pode ter roturas por flexão que, regra geral,

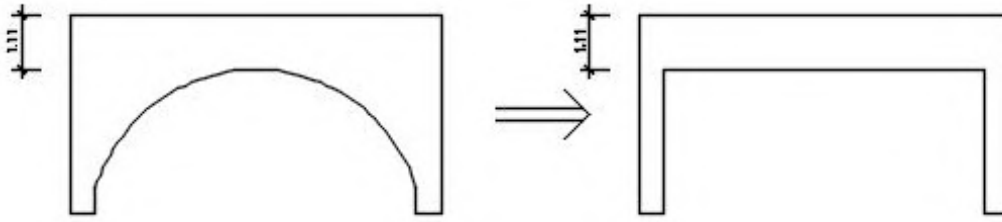


Figura A.5: Exemplo de um arco, em m

não acontecem num arco devido à sua capacidade de transmitir cargas por compressão.

O programa permite que se introduza uma viga de betão de forma a que se possa modelar os efeitos do arco.

Decidiu-se utilizar as características do betão 25/30 e do aço A500. Optou-se por uma secção transversal de  $0.1 \times 0.3$  m (Figura A.6).

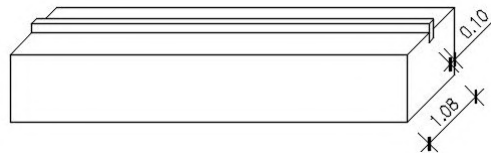


Figura A.6: Elemento equivalente a um arco de alvenaria

Recorrendo à Lei de Hooke (equação A.1), que relaciona a tensão aplicada num elemento com a deformação elástica desse mesmo elemento, garante-se a equivalência entre os efeitos globais do arco na estrutura e os efeitos do elemento viga a criar.

$$\sigma = E \varepsilon \quad (\text{A.1})$$

Aplicando uma força lateral genérica,  $N$ , ao arco resulta pelo uso da Lei de Hooke a equação,

$$\varepsilon_{33}(x) = \frac{N}{E_{arco} A(x)} \quad (\text{A.2})$$

na qual,

$E_{arco} = 4537 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  (da tabela 4.2),

$A(x) = 1,08 (3,5 - a(x))$ .

A função  $a(x)$  traduz o desenvolvimento do arco.

Integrando a Equação A.2 ao longo do comprimento do arco obtém-se a deformação do elemento em função da carga,  $N$ , aplicada (Equação A.3)

$$\delta_{33arco} = \int_0^{6,5} \frac{N}{E_{arco} A(x)} dx = 8,5 \cdot 10^{-7} N \text{ [m]} \quad (\text{A.3})$$



Resta igualar a deformação do elemento equivalente a criar à deformação do elemento em arco.

De forma similar ao processo utilizado para o arco tem-se

$$\varepsilon_{33}(x) = \frac{N}{E_{elemento} A} \quad (A.4)$$

onde,

$E_{elemento}$  resultado da homogeneização dos materiais e dependente das características da viga de betão armado,

$$A = 1,195 \times 1,08 + 0,1 \times 0,3 = 1,223 [m].$$

Integrando a Equação A.4 ao longo do comprimento do elemento obtém-se a Equação A.5.

$$\delta_{33elemento} = \int_0^{6,5} \frac{N}{E_{elemento} A} dx = \frac{5,315}{E_{elemento}} N [m] \quad (A.5)$$

Igualando os resultados das Equações A.3 e A.5, pode-se conhecer a rigidez que o lintel deve ter de forma a que se obtenha uma equivalência satisfatória entre o elemento real e o modelado.

$$8,5 \cdot 10^{-7} N = \frac{5,315}{E_{elemento}} N \quad (A.6)$$

$$E_{elemento} = 6252 [N/mm^2] \quad (A.7)$$

Sabendo o valor de rigidez lateral que o elemento deve ter globalmente pode-se, a partir da equação de homogeneização, saber qual é o valor de rigidez que a viga de betão armado a modelar deve ter.

$$E_{elemento} = \frac{1,105 \times 1,08 \times 4537 + 0,1 \times 0,3 E_{ba}}{1,223} \quad (A.8)$$

$$E_{ba} = 74454 [N/mm^2] \quad (A.9)$$

Conhecendo-se o valor da rigidez do betão e do aço utilizados, recorre-se a uma equação de homogeneização análoga às já utilizadas de onde se tira a área de aço a utilizar na viga que se está a calcular.

Neste caso, a área de aço que se deve utilizar na viga a modelar de forma a que tenhamos um elemento que traduza os efeitos do arco é de  $77.14 \text{ cm}^2$ .

## A.2 Cobertura

Com base no método da viga equivalente para a análise de treliças [21], que estabelece a possibilidade de modelar o comportamento de uma treliça com uma viga equivalente, modelou-se o efeito da estrutura da cobertura.

Um dos métodos apresentados pelo *U.S. Department of Energy* [14] assenta na igualdade entre a deformação apresentada pela treliça carregada com uma

determinada carga e a deformação apresentada pela viga equivalente com carregamento de igual valor.

Considere-se uma travessa da cobertura, que cobre 15 m de vão, como exemplo (Figura A.7).

Recorreu-se ao modelo em SAP2000 e isolou-se o elemento a estudar.

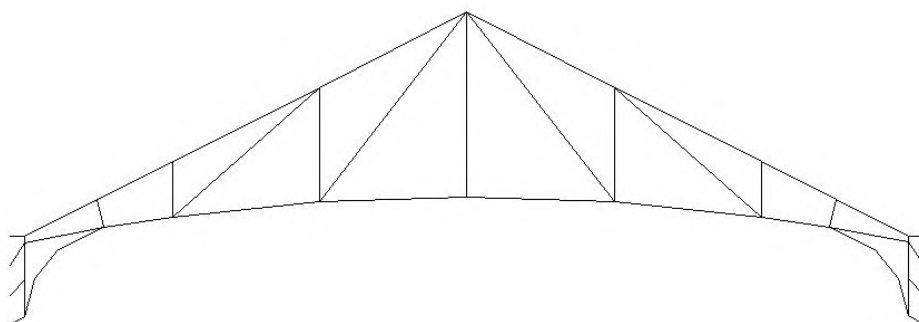


Figura A.7: Travessa da cobertura do ginásio - treliça metálica

Como o que se pretende é a rigidez lateral que a treliça apresenta, restringiram-se os deslocamentos e as rotações dos nós de uma das extremidades e aplicou-se uma carga horizontal na extremidade oposta (100 kN, neste caso).

Adotando para a viga equivalente um determinado módulo de elasticidade (utilizou-se aço,  $E_s = 210$  GPa) carregando-a com igual carga e igualando o seu deslocamento ao deslocamento obtido pelo carregamento na treliça ( $\delta = 10.35$  mm).

Assim, pode-se obter a área transversal da viga que se deve adotar de forma a que a resposta às cargas laterais seja equivalente à resposta da treliça (Equação A.10).

$$\delta_{viga} = \int_0^{15} \frac{N}{E_s A} dx = \frac{100 \times 15}{210 \cdot 10^6 A} = 0,01035 [m] \quad (A.10)$$

Resulta que, para os efeitos pretendidos, pode-se modelar estas treliças como vigas metálicas de  $6.9 \text{ cm}^2$  de área transversal.

Não é demais realçar o facto de que esta modelação não é adequada para a análise das treliças mas apenas para o seu efeito global sobre a estrutura.

Ao introduzir estas vigas na estrutura global em 3Muri, verificou-se que não têm praticamente influência alguma na resposta da estrutura. Uma vez que a estrutura original foi projetada apenas para suportar cargas verticais e tendo em conta os resultados obtidos, considera-se adequado não incluir estes elementos na modelação, ainda que se incluam os pesos próprios e as cargas que transmitem à restante estrutura.

### A.3 Modelo 3D

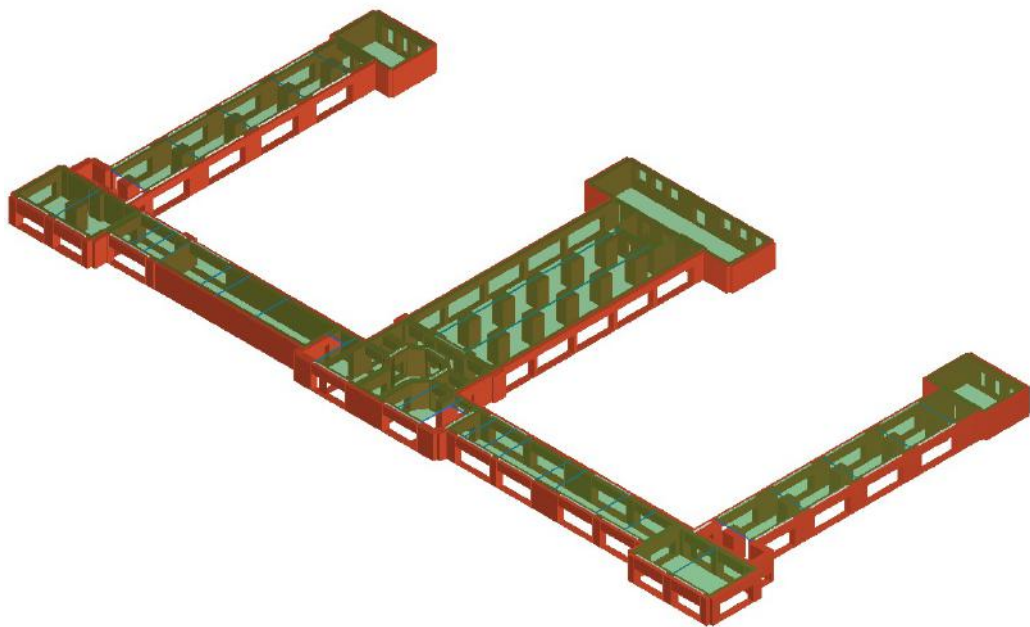


Figura A.8: Piso 1

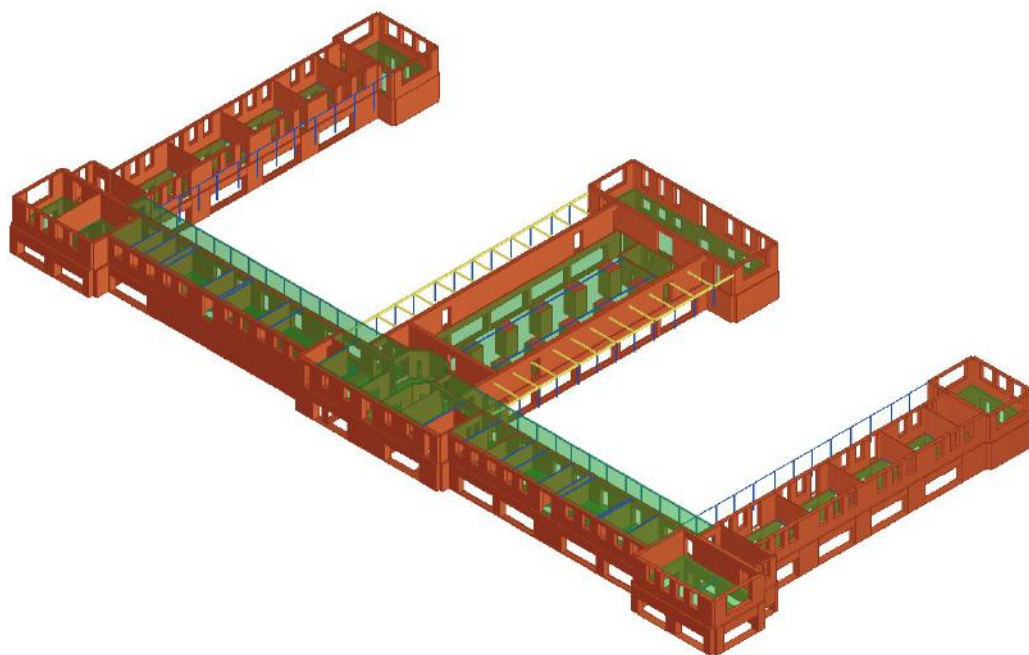


Figura A.9: Piso 1 e 2

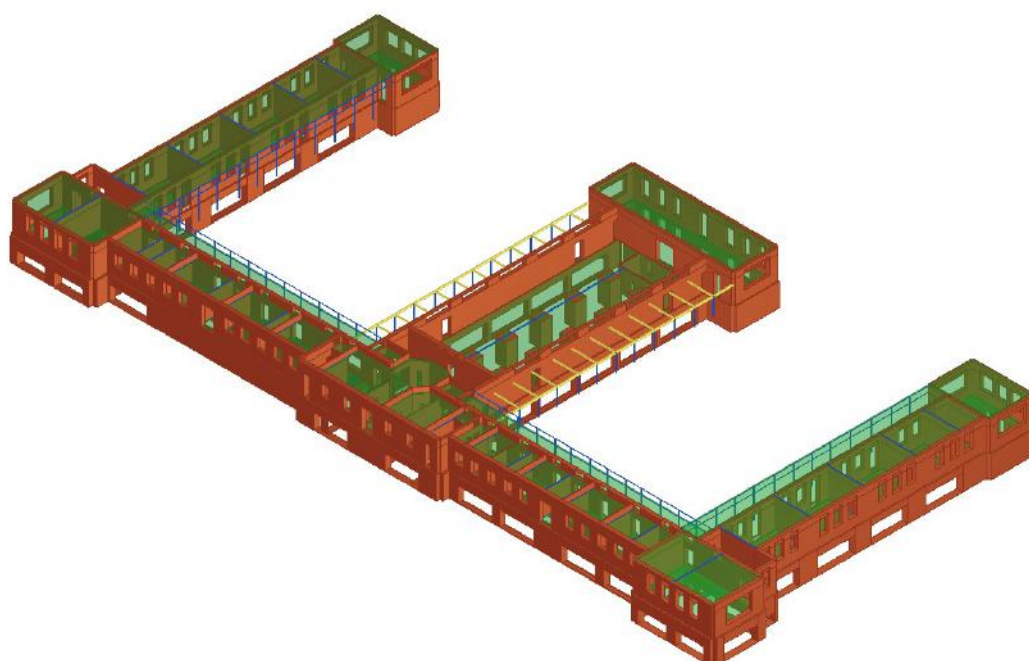


Figura A.10: Piso 1, 2 e 3

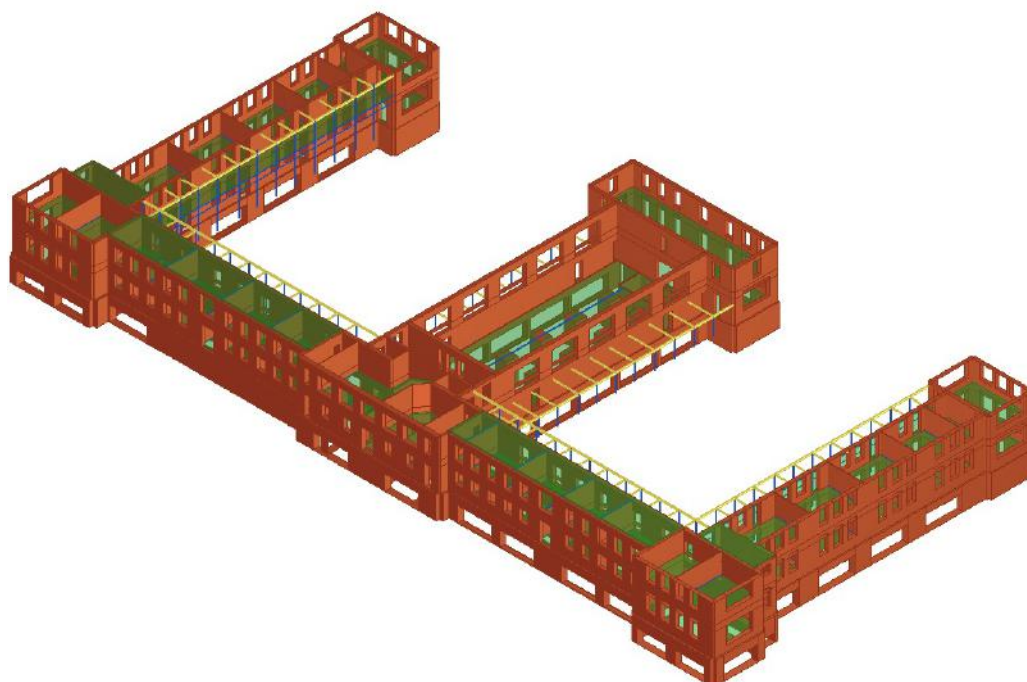


Figura A.11: Piso 1, 2, 3 e 4

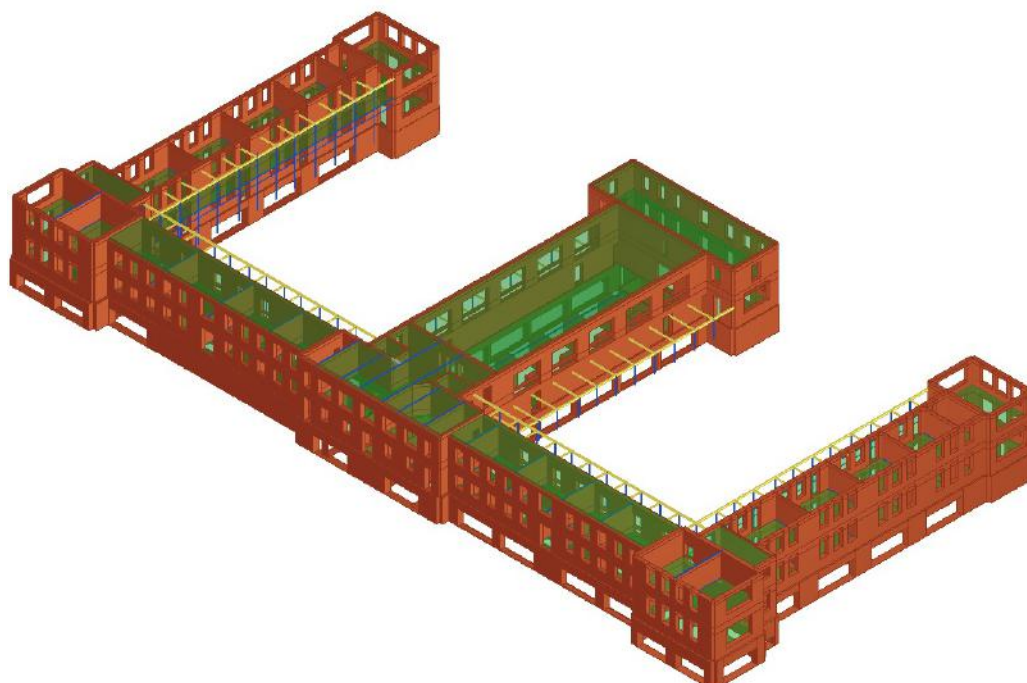


Figura A.12: Piso 1, 2, 3, 4 e 5

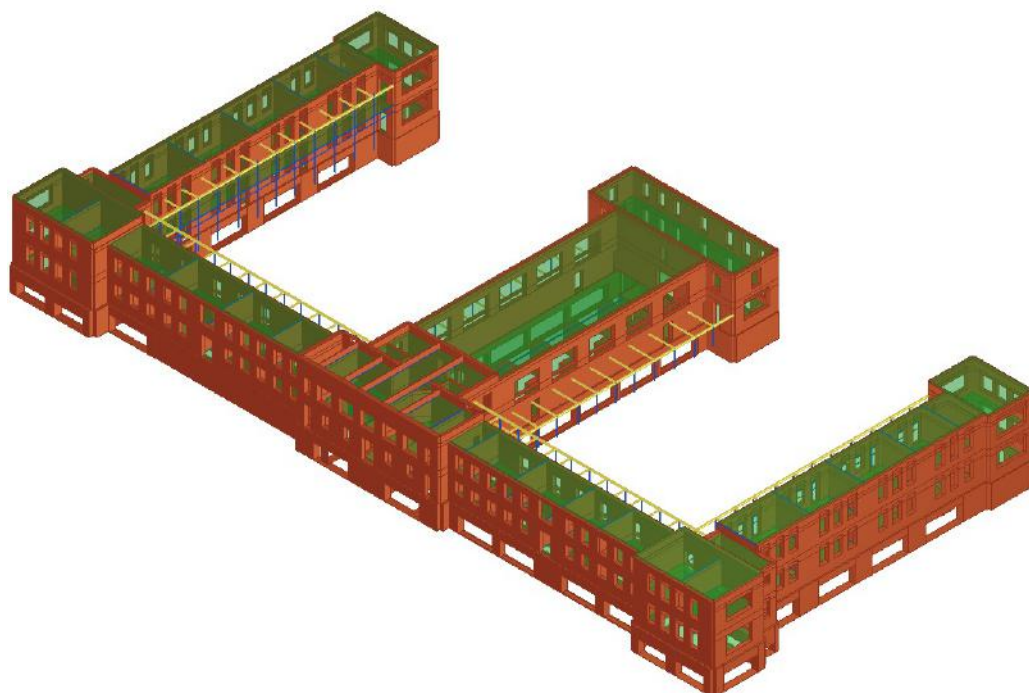


Figura A.13: Piso 1, 2, 3, 4, 5 e 6

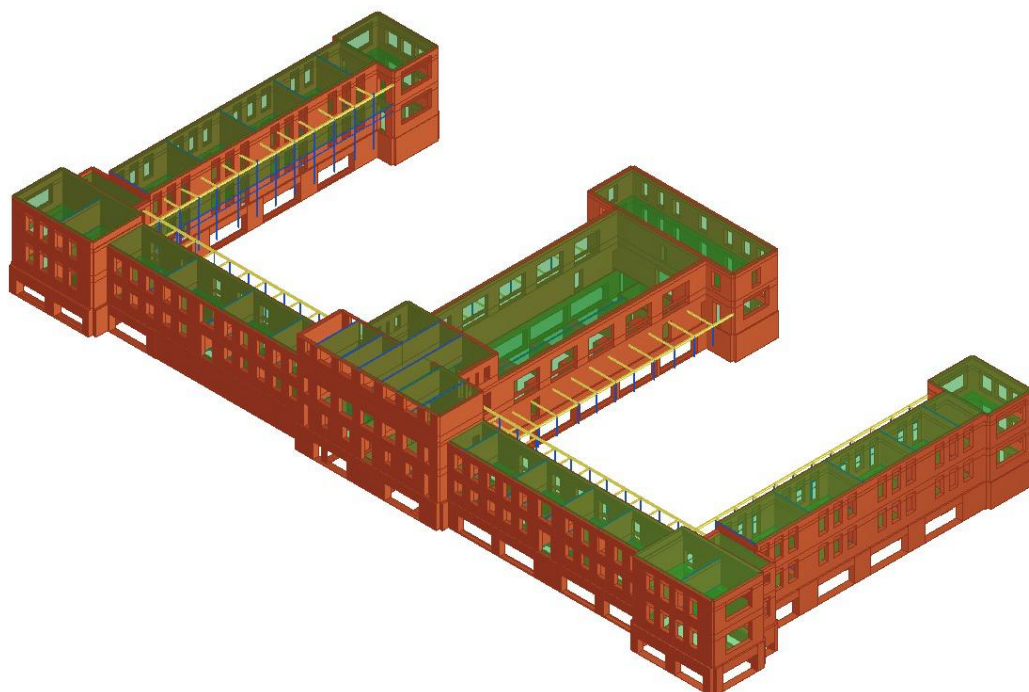


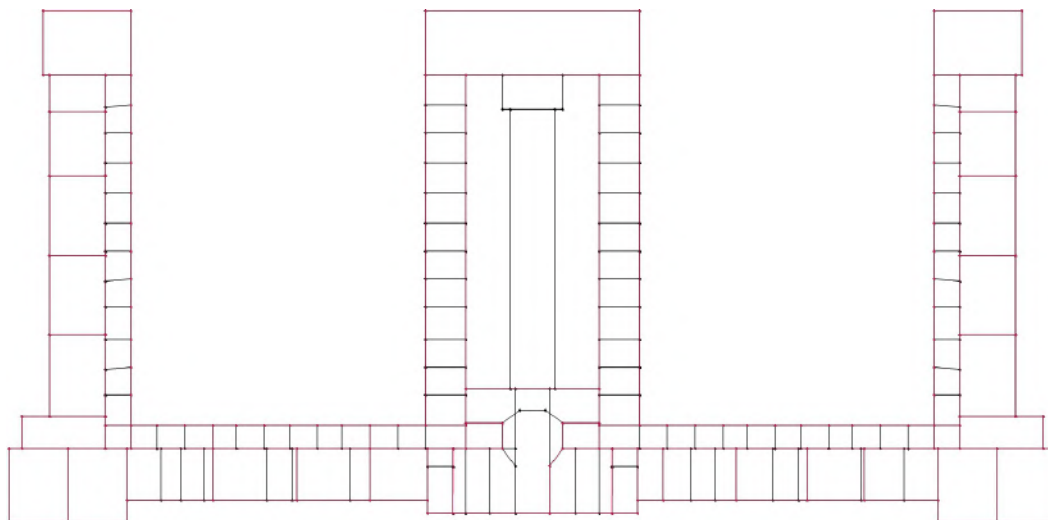
Figura A.14: Piso 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7

## Apêndice B

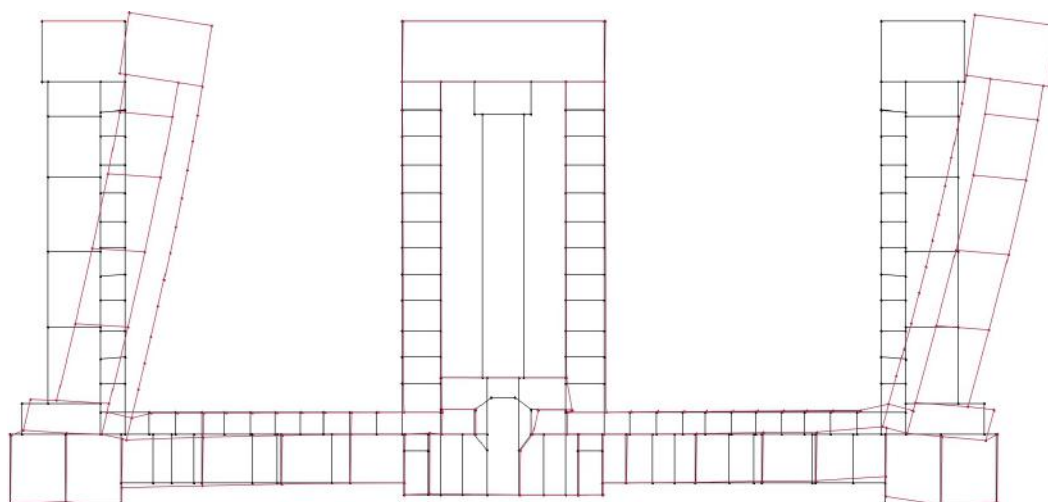
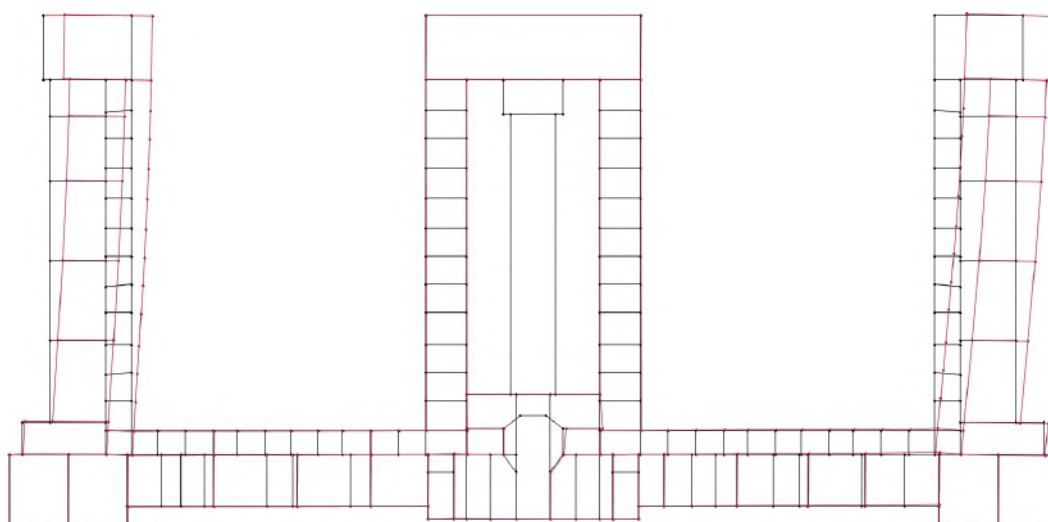
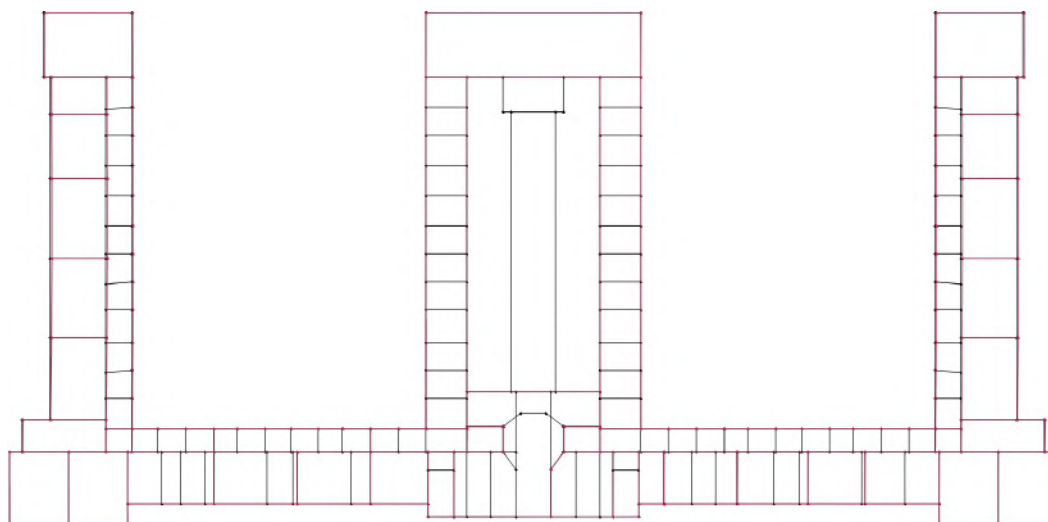
# Análise de resultados

### B.1 Análise *pushover*, direção X+, 1º modo

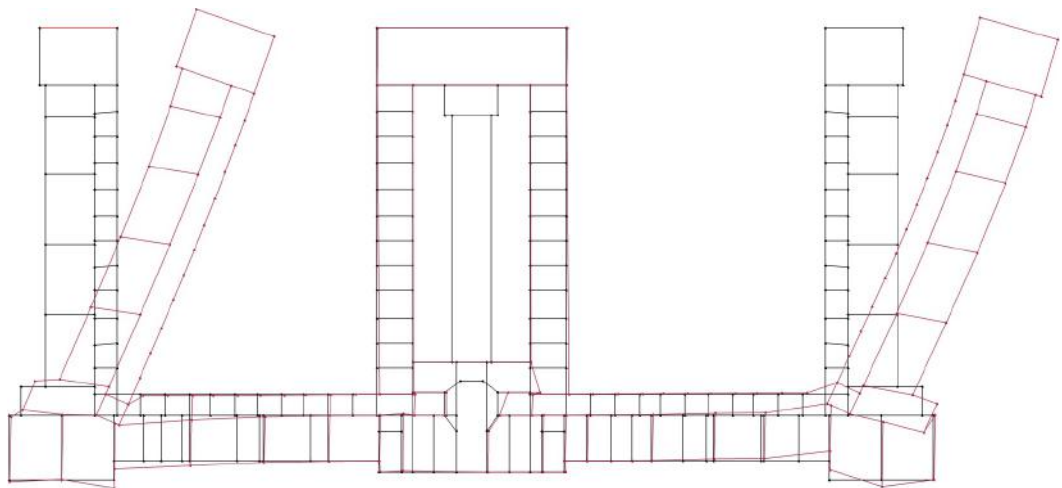
#### B.1.1 Evolução da deformada da estrutura

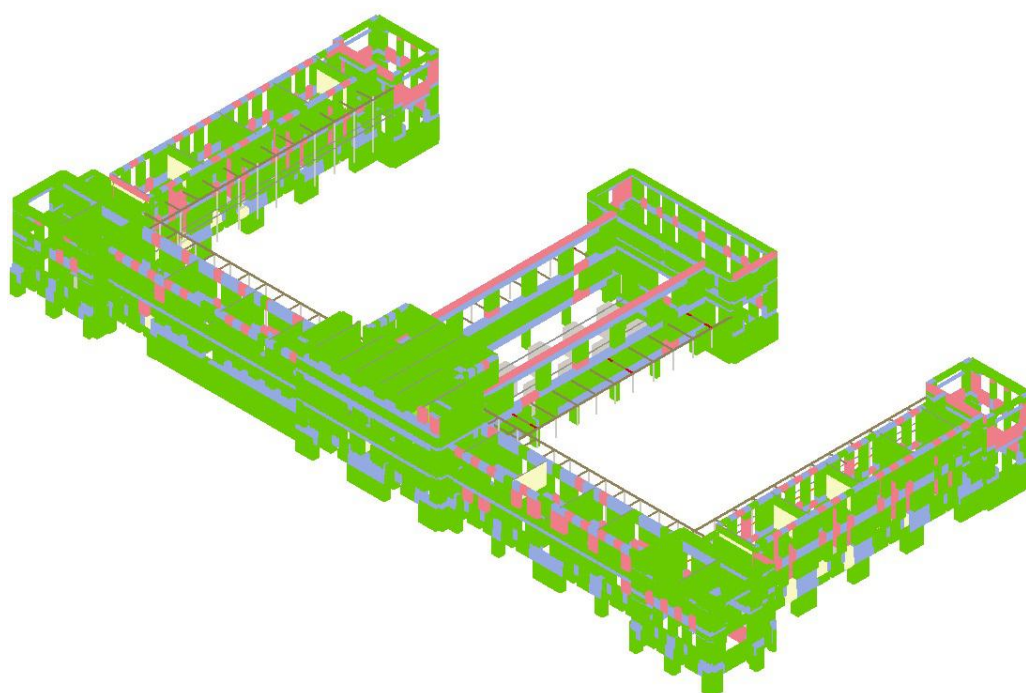


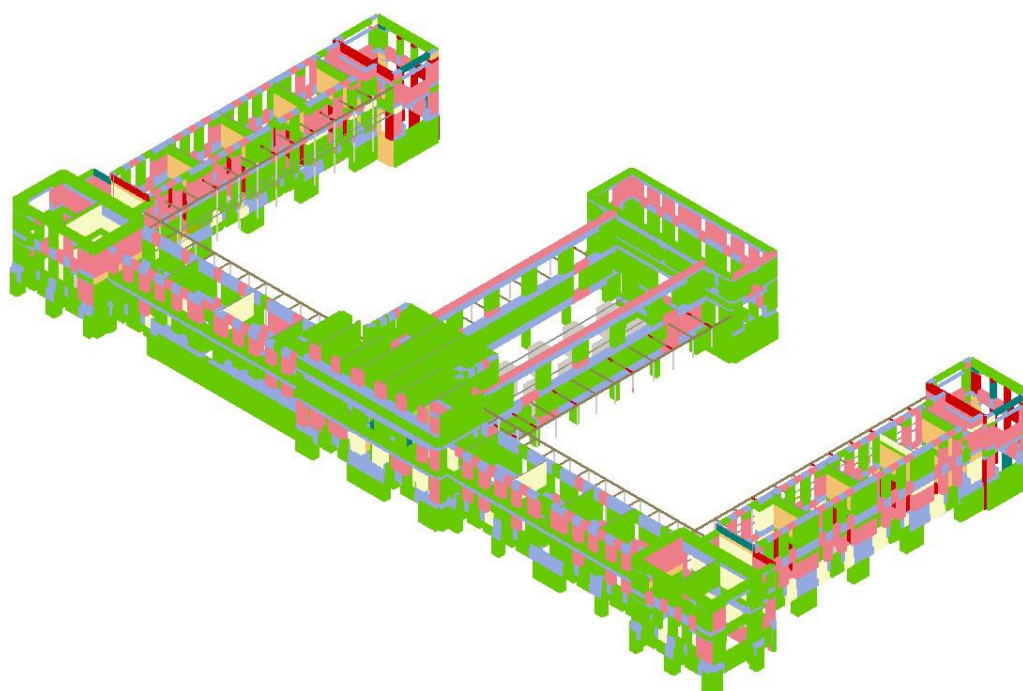
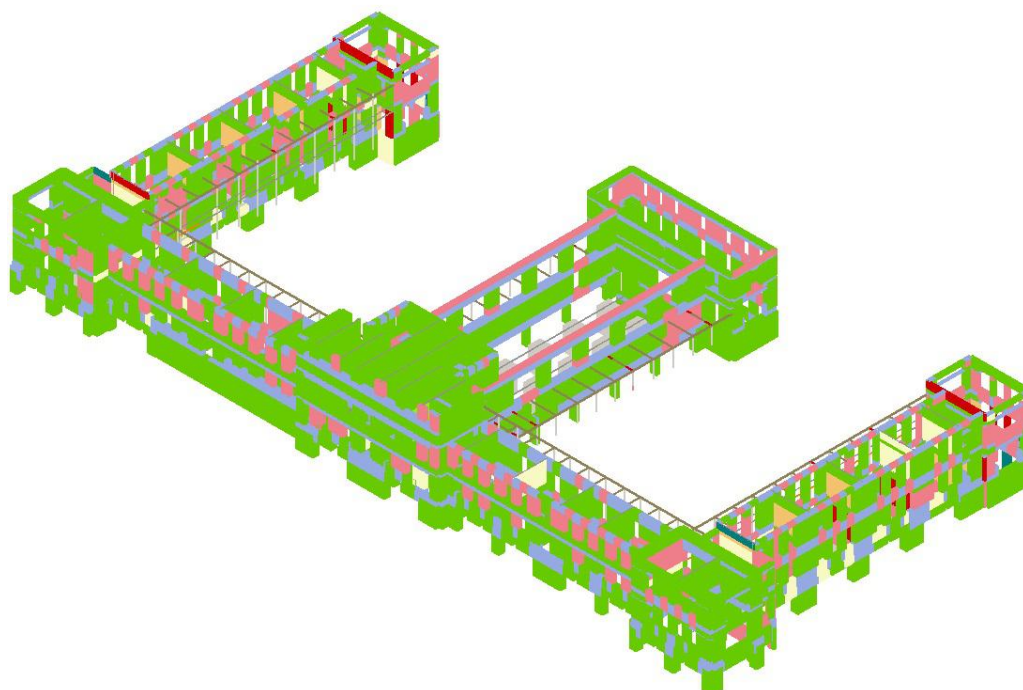


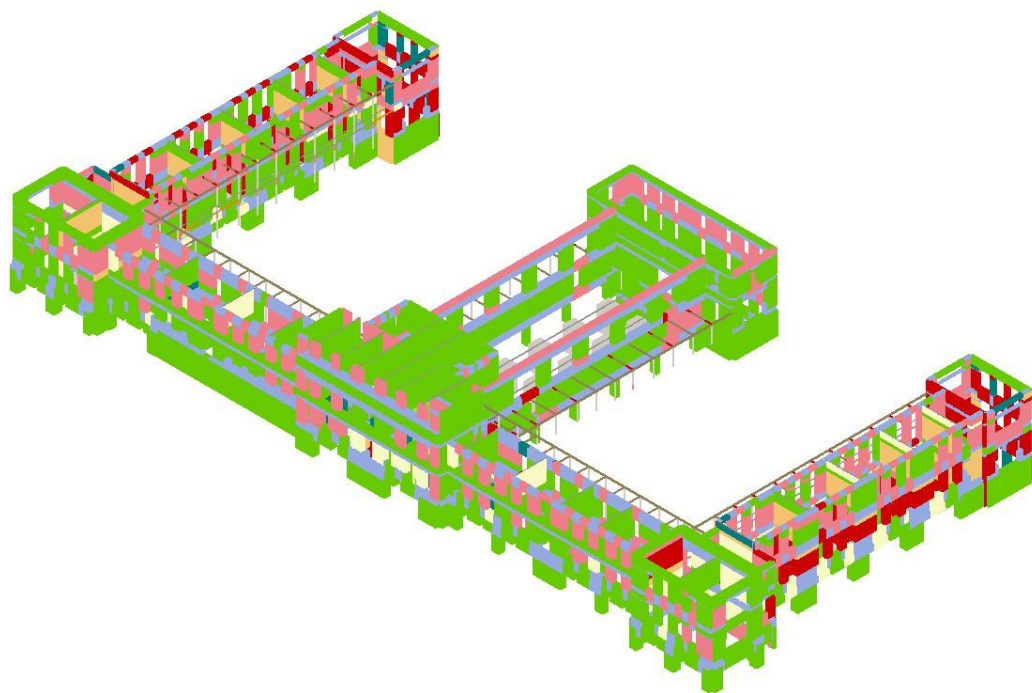
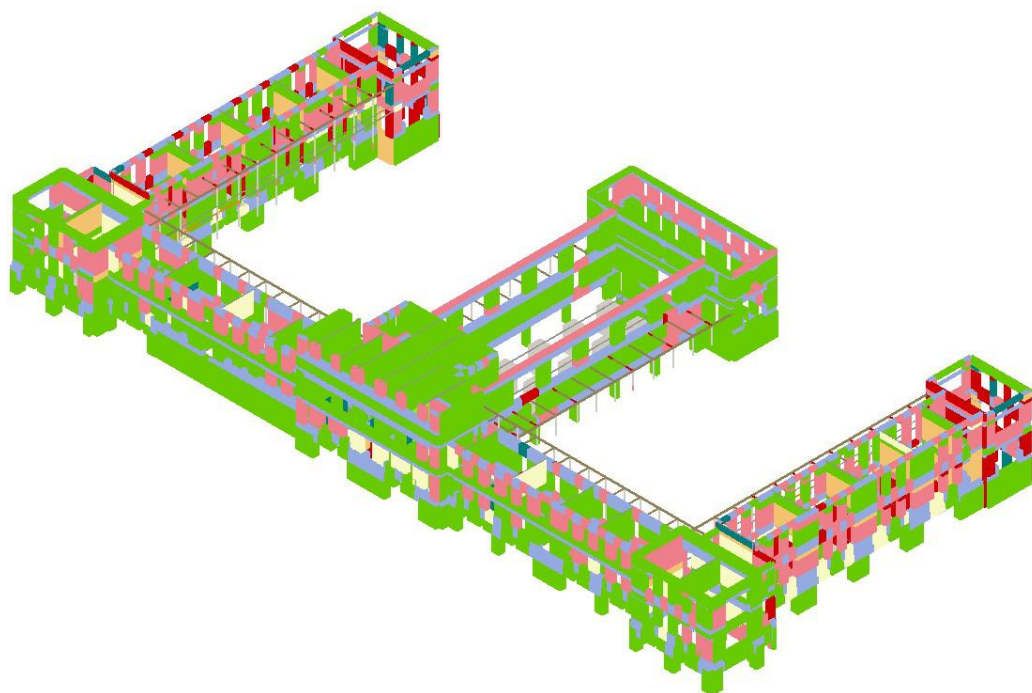


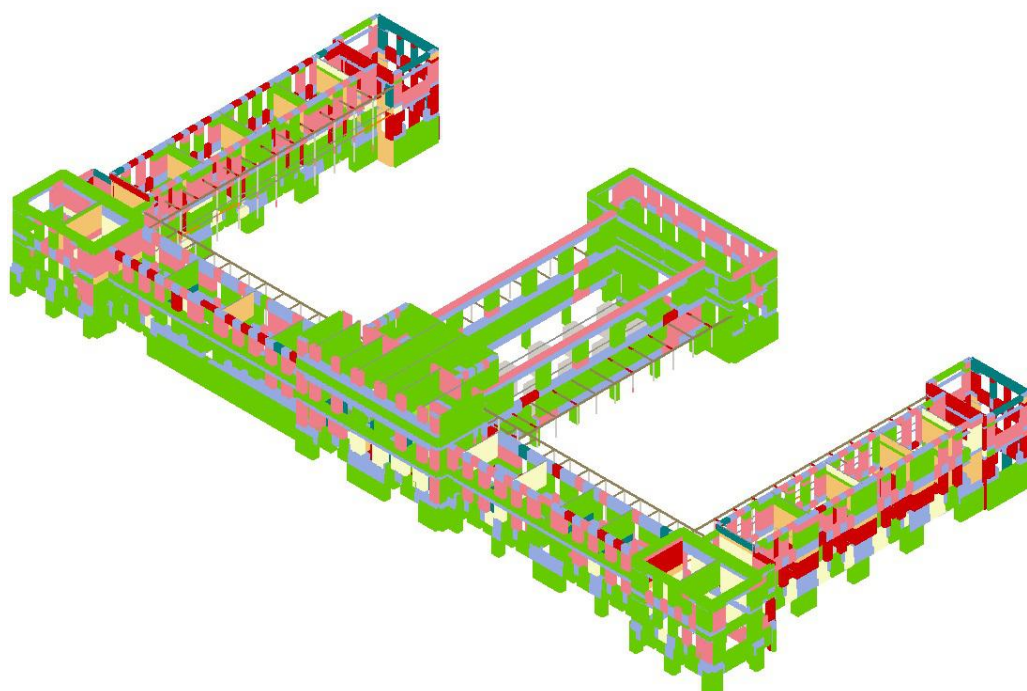
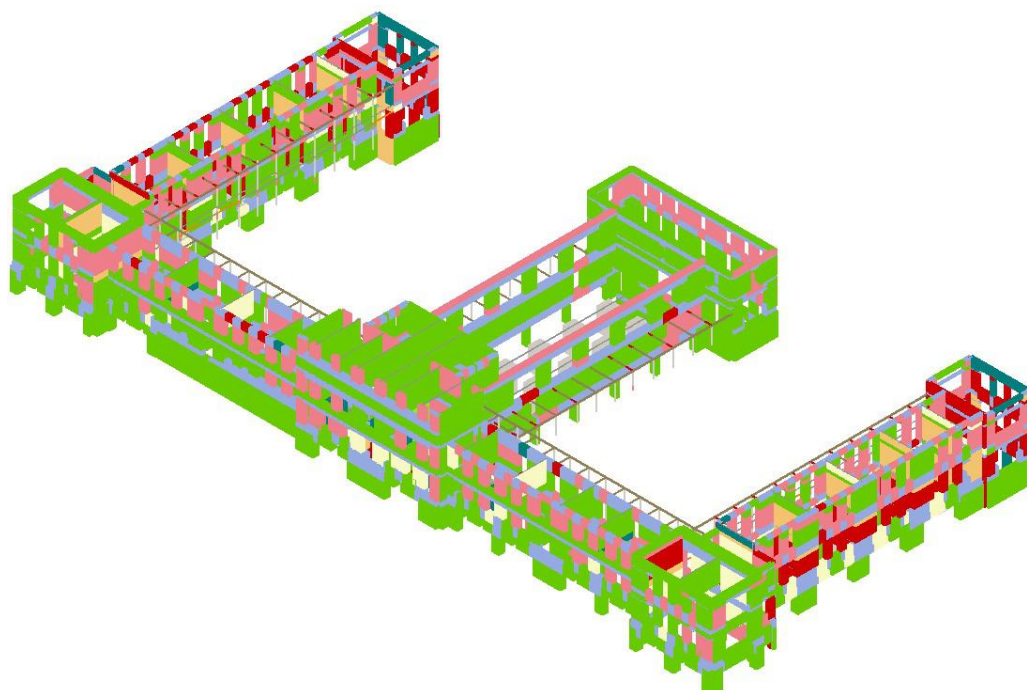




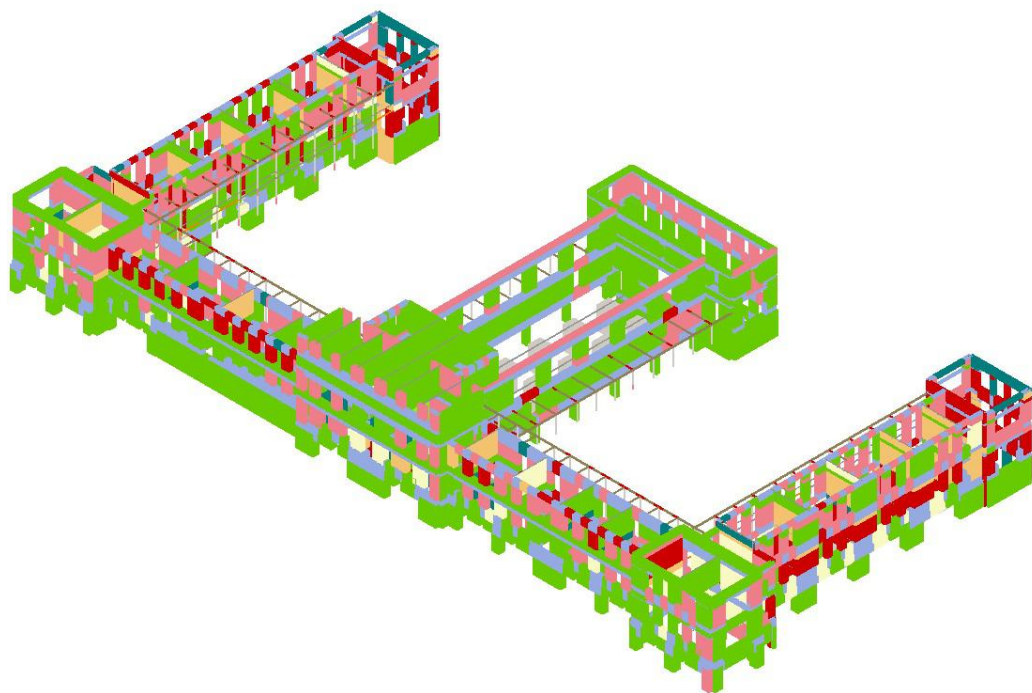
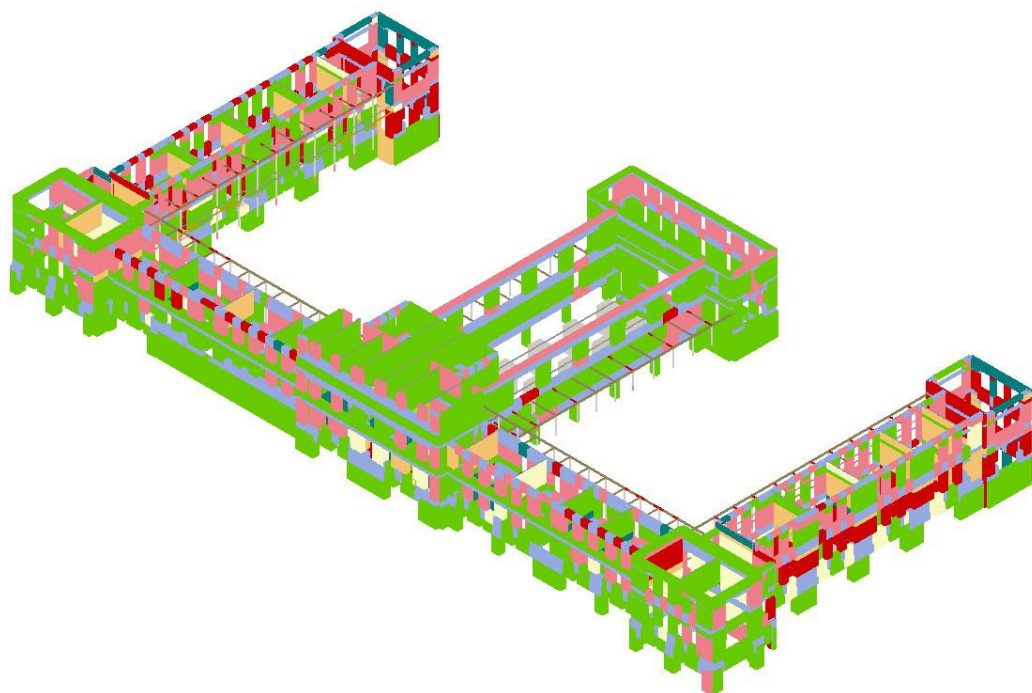
**B.1.2 Evolução do dano na estrutura em 3D**











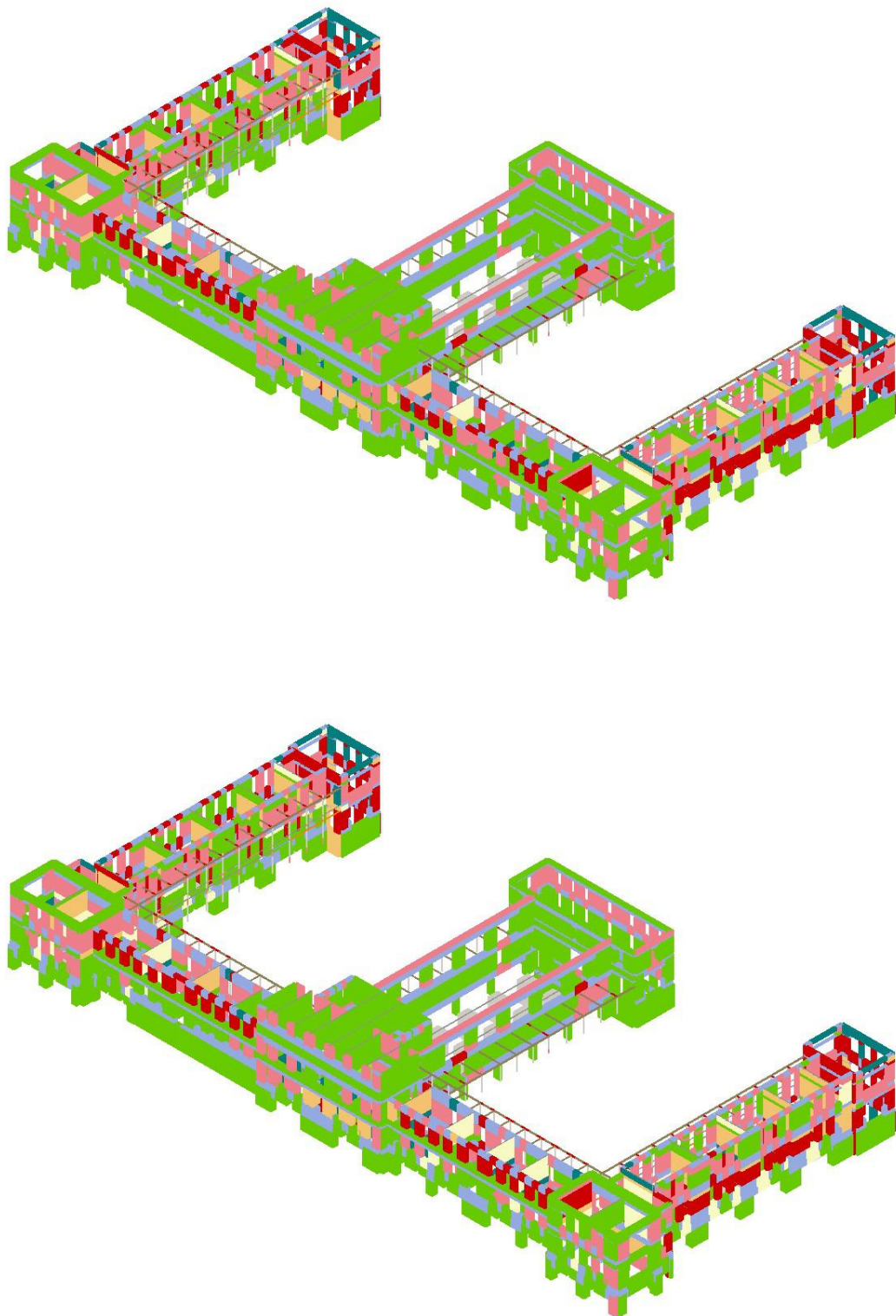


Figura B.1: Evolução do dano da estrutura em 3D

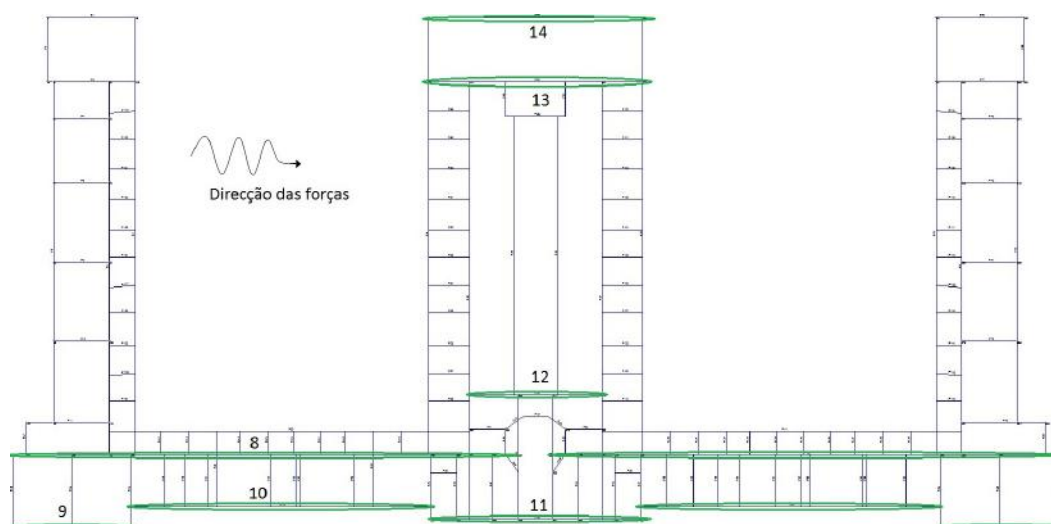
**B.1.3 Paredes, em X, com baixo nível de dano**

Figura B.2: Paredes com baixo nível de dano



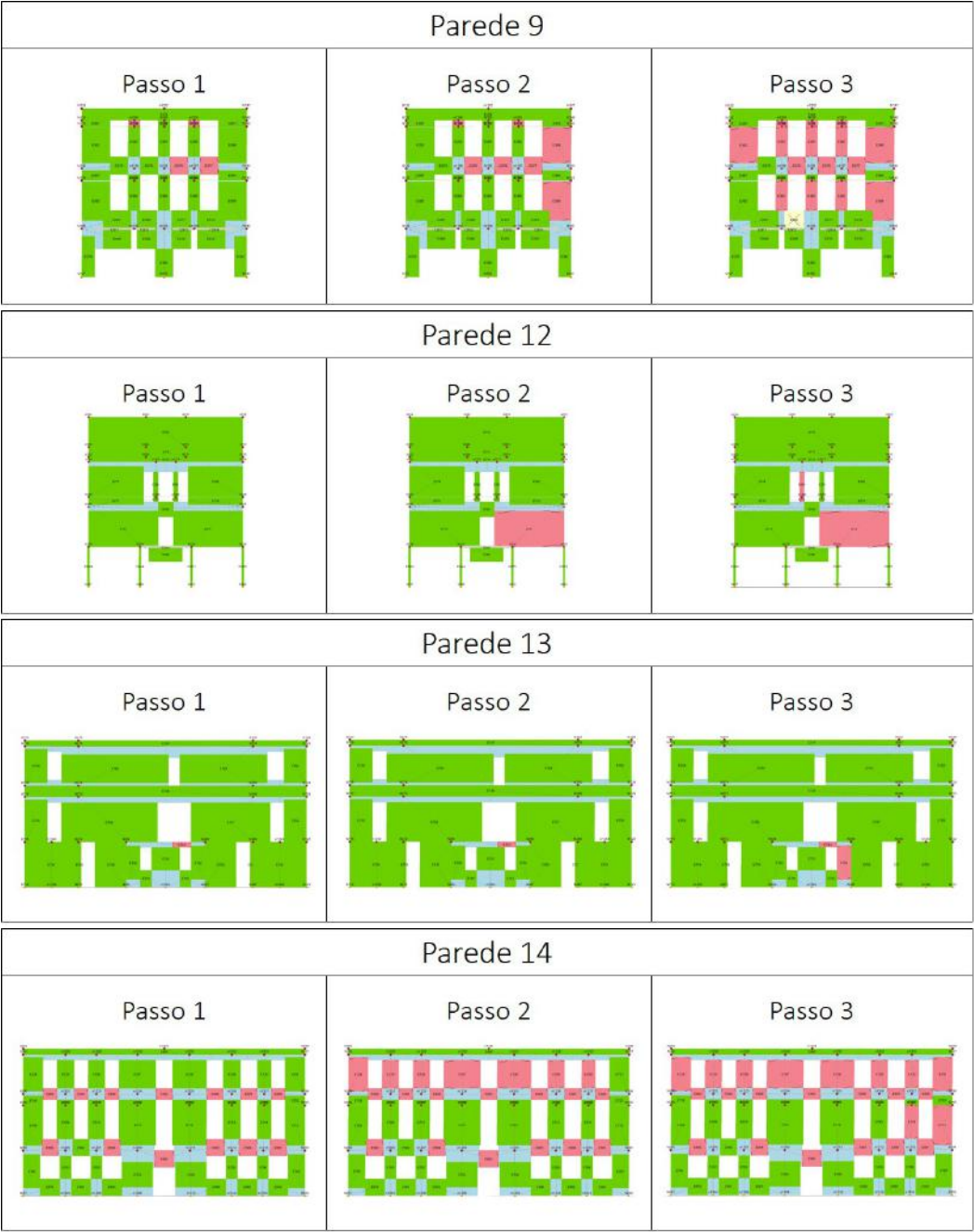


Figura B.3: Mapa de danos das paredes 9, 12, 13 e 14

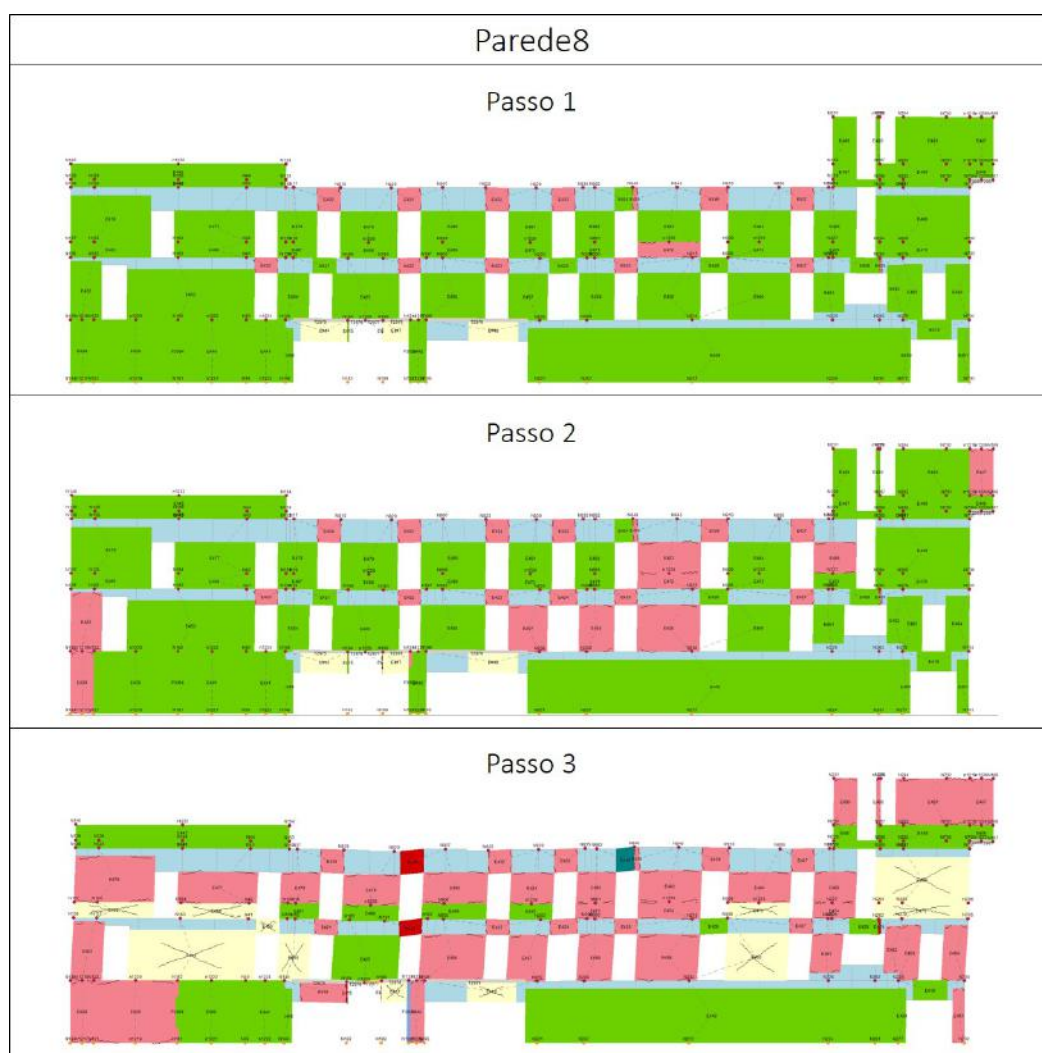


Figura B.4: Mapa de danos da parede 8

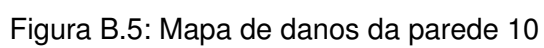




Figura B.6: Mapa de danos da parede 11

### B.1.4 Paredes, em Y, com dano

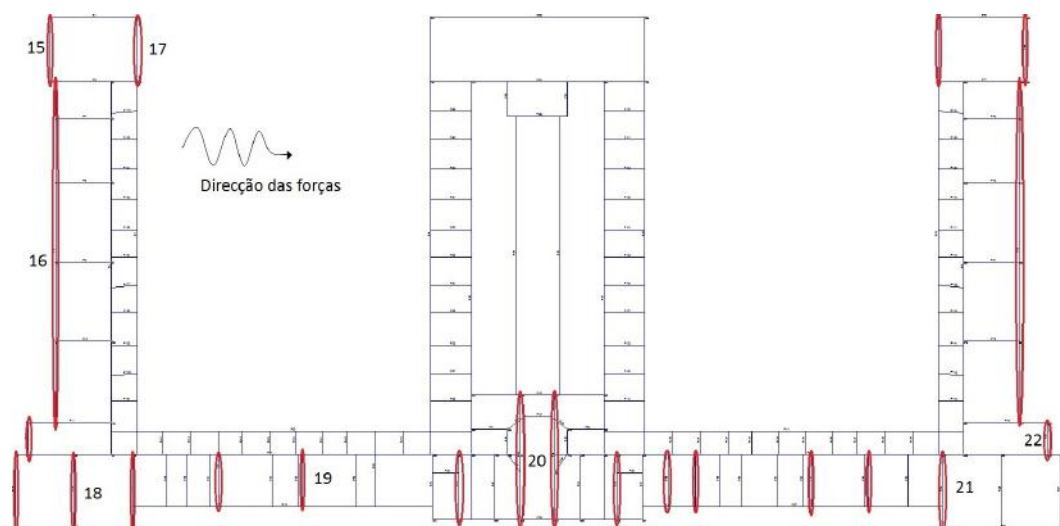
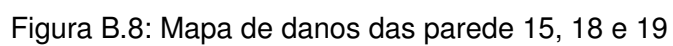


Figura B.7: Paredes com dano em Y





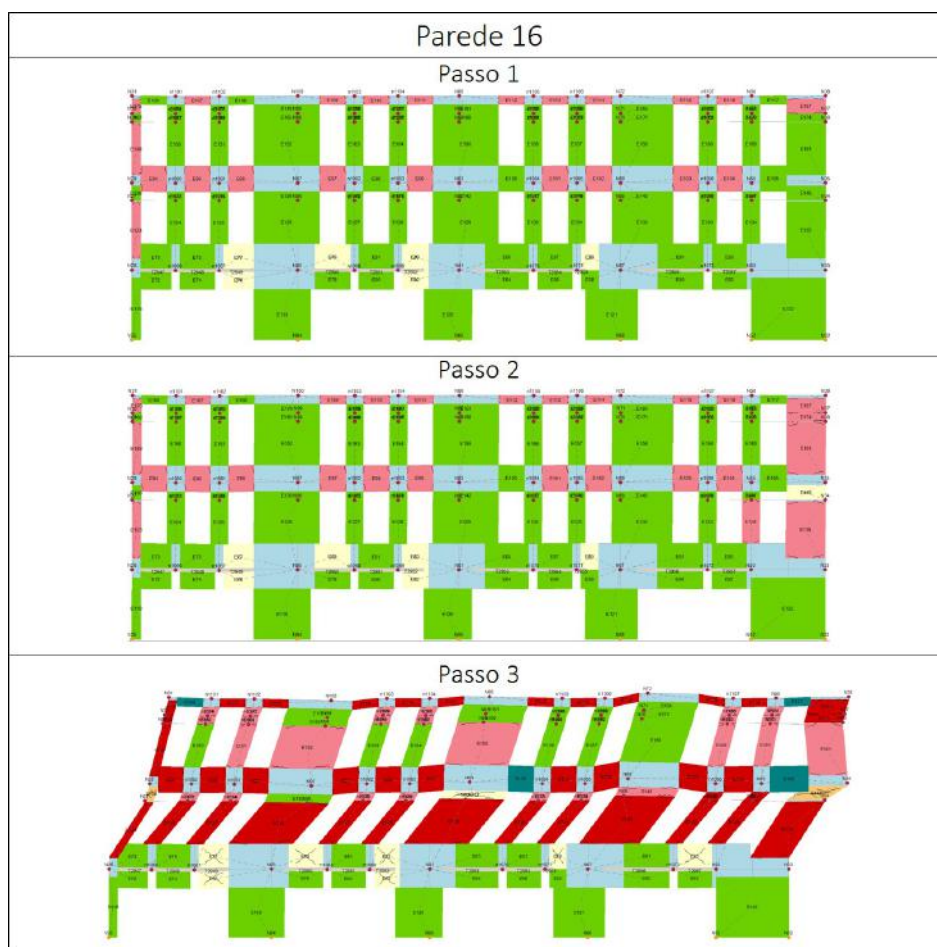


Figura B.9: Mapa de danos da parede 16

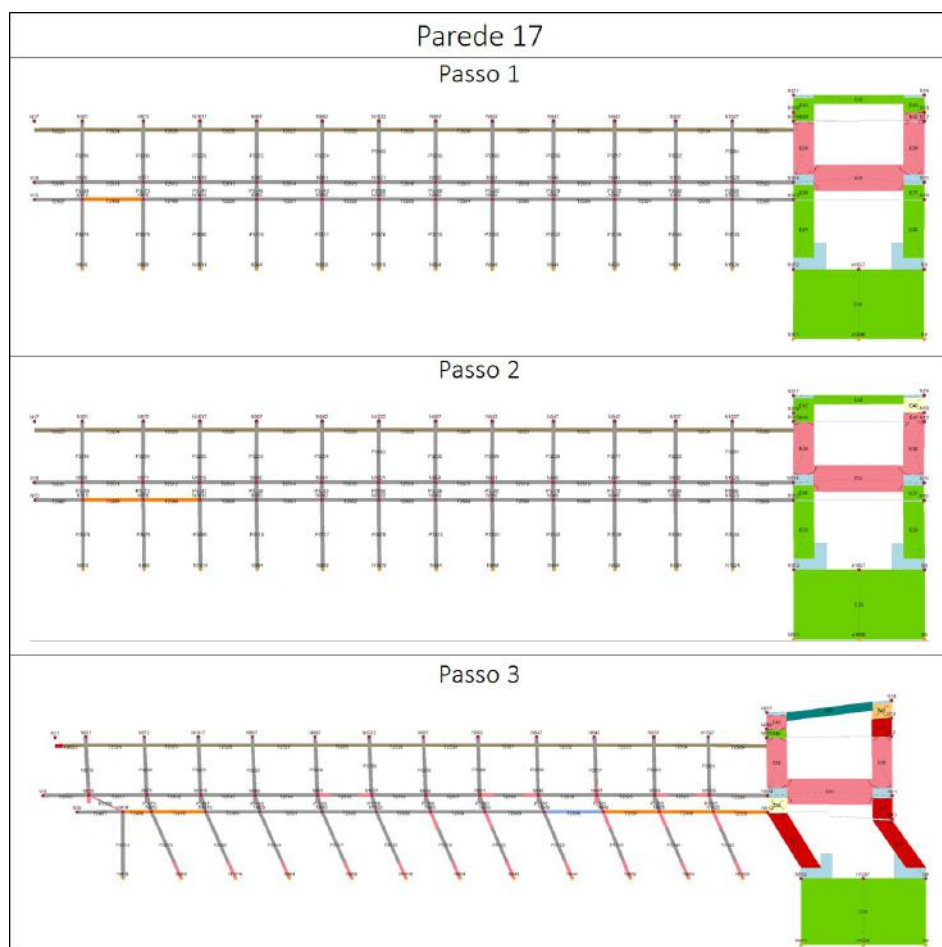


Figura B.10: Mapa de danos da parede 17



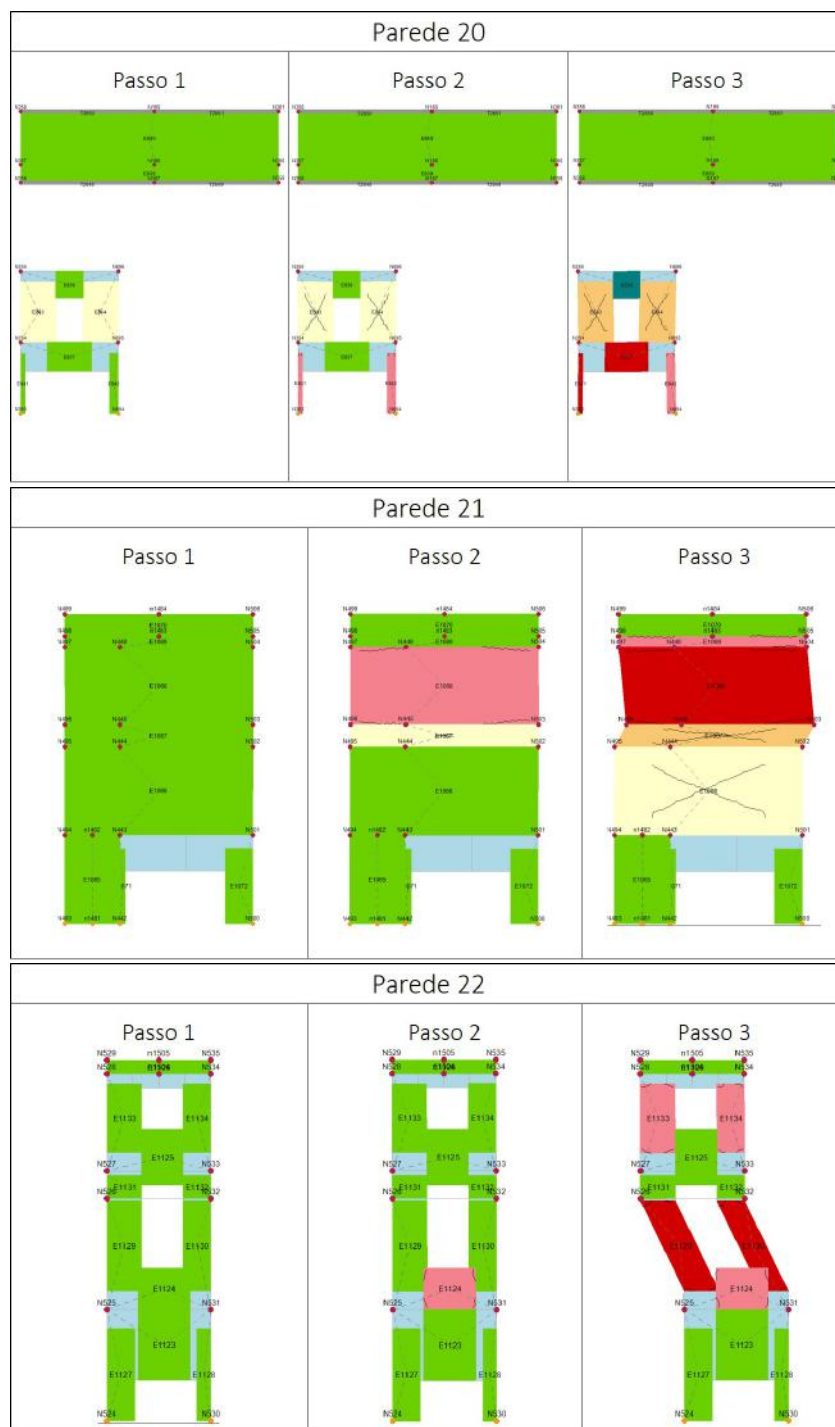
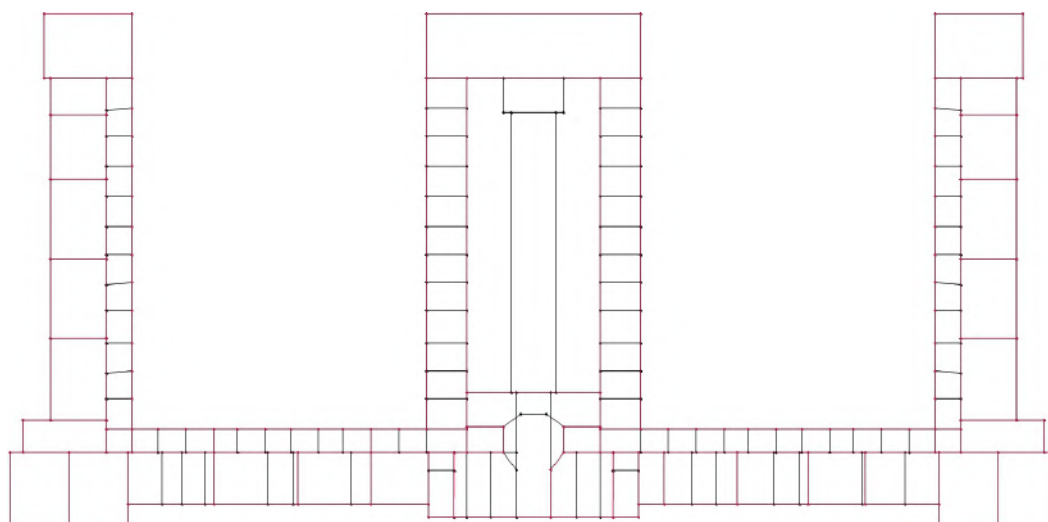
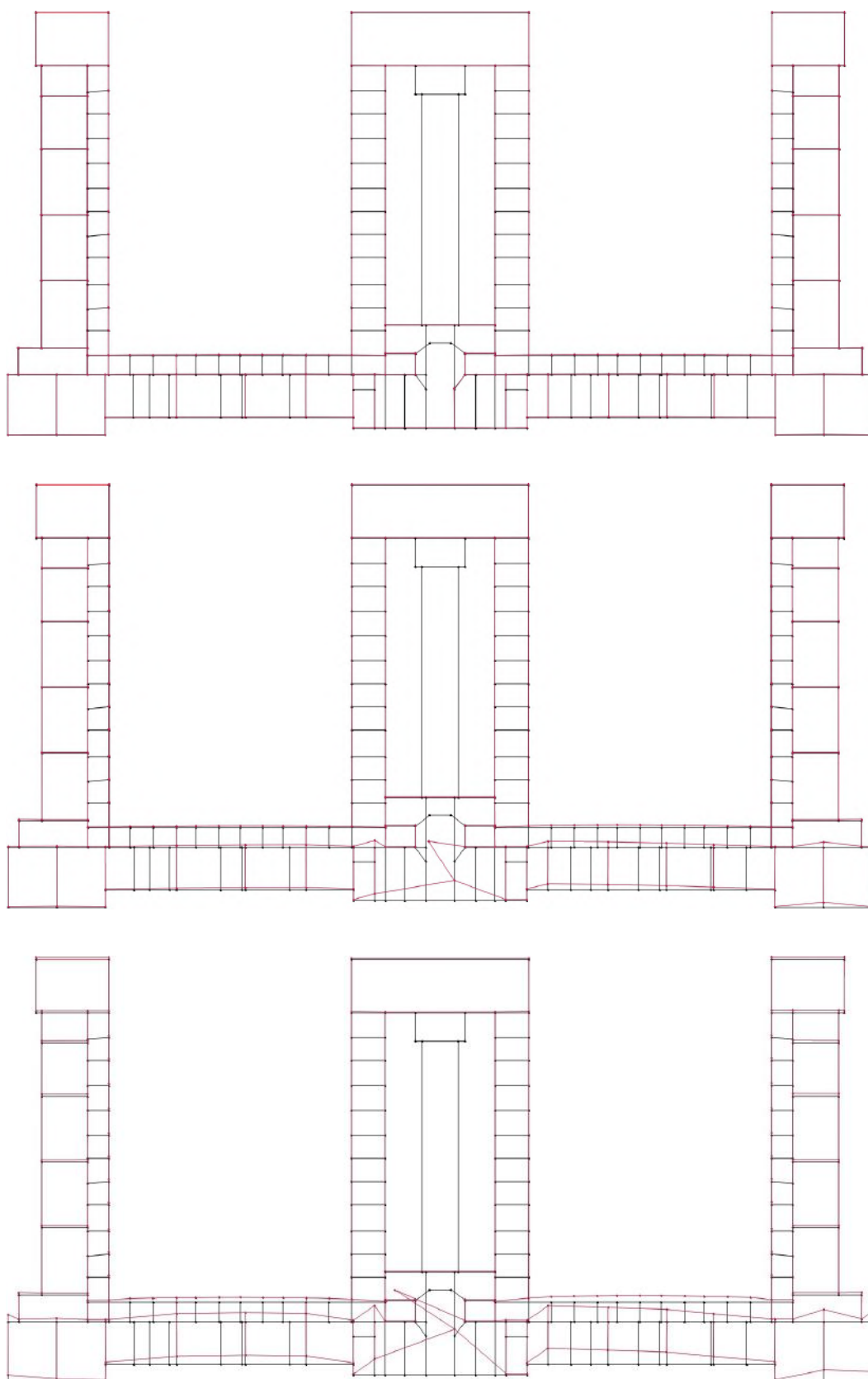


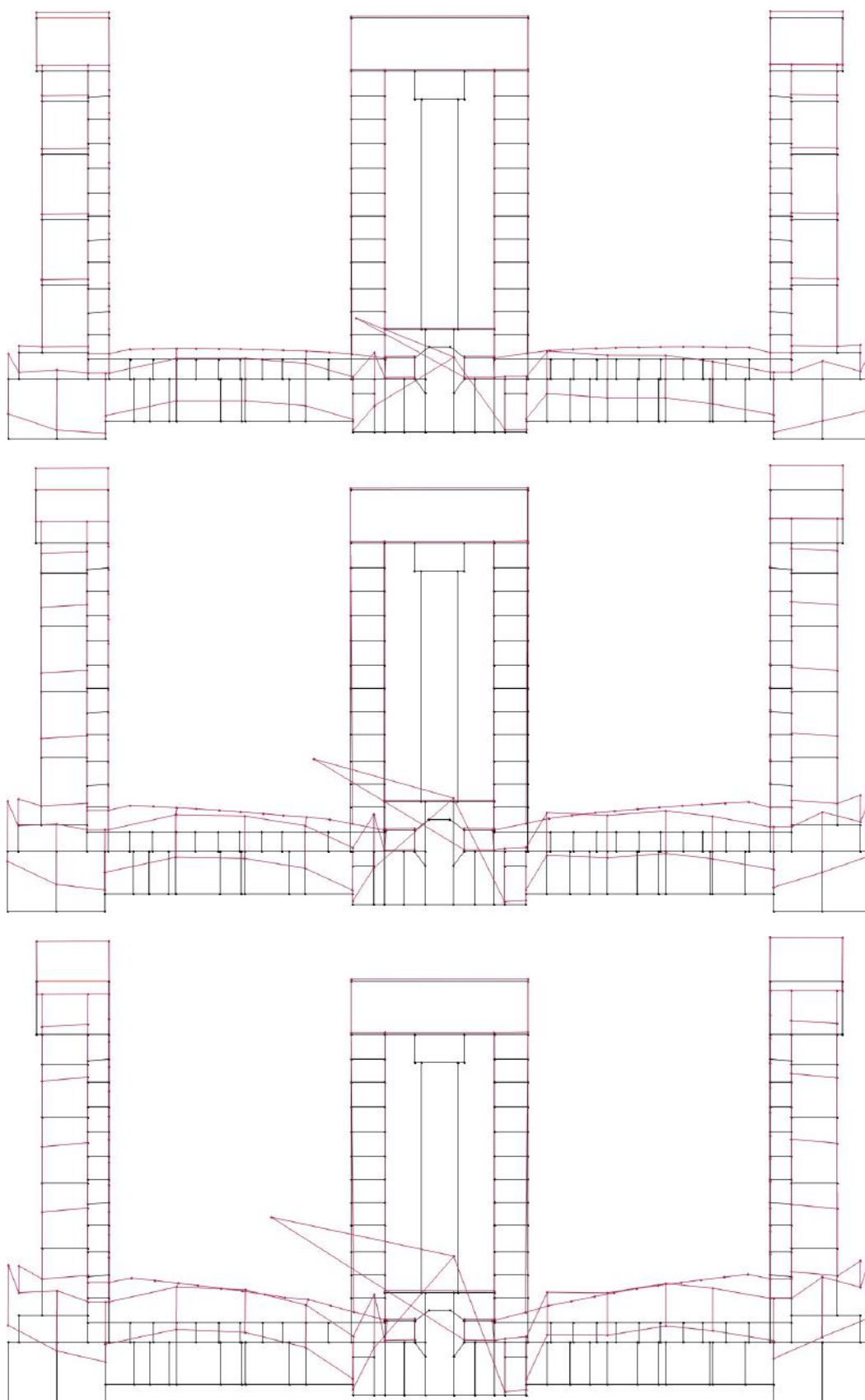
Figura B.11: Mapa de danos das paredes 20, 21 e 22

## B.2 Análise *pushover*, direção Y+, 1º modo

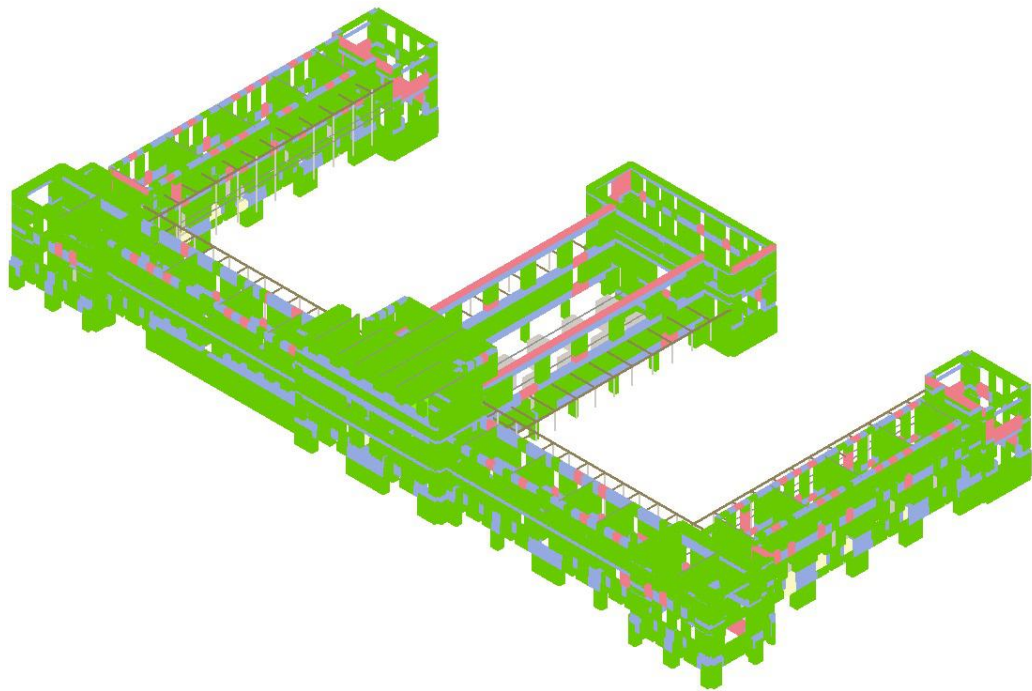
### B.2.1 Evolução da deformada da estrutura

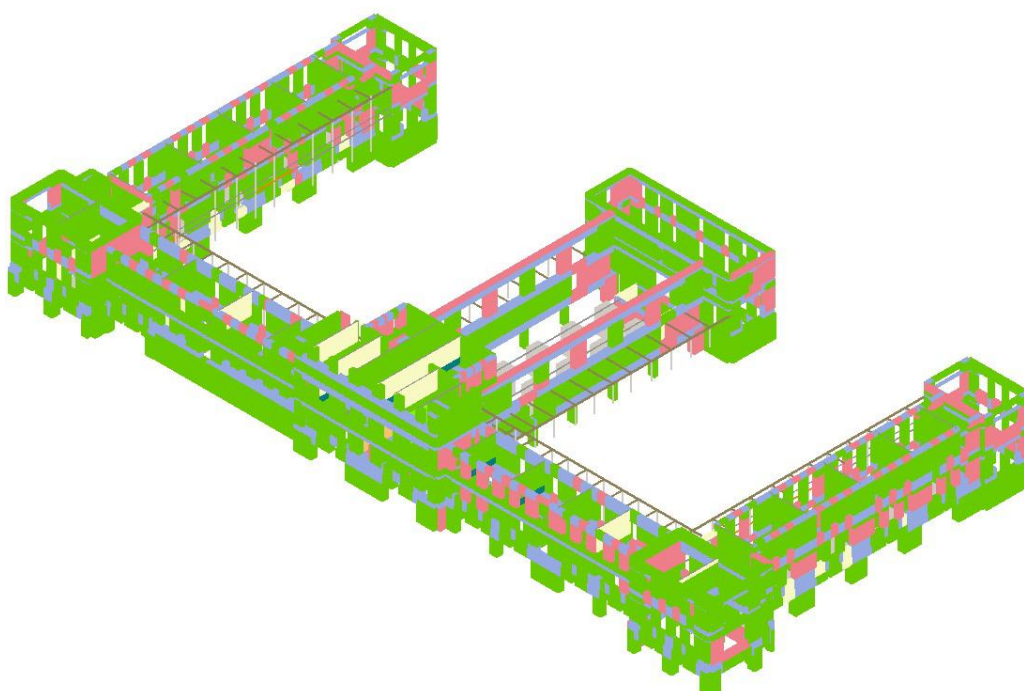
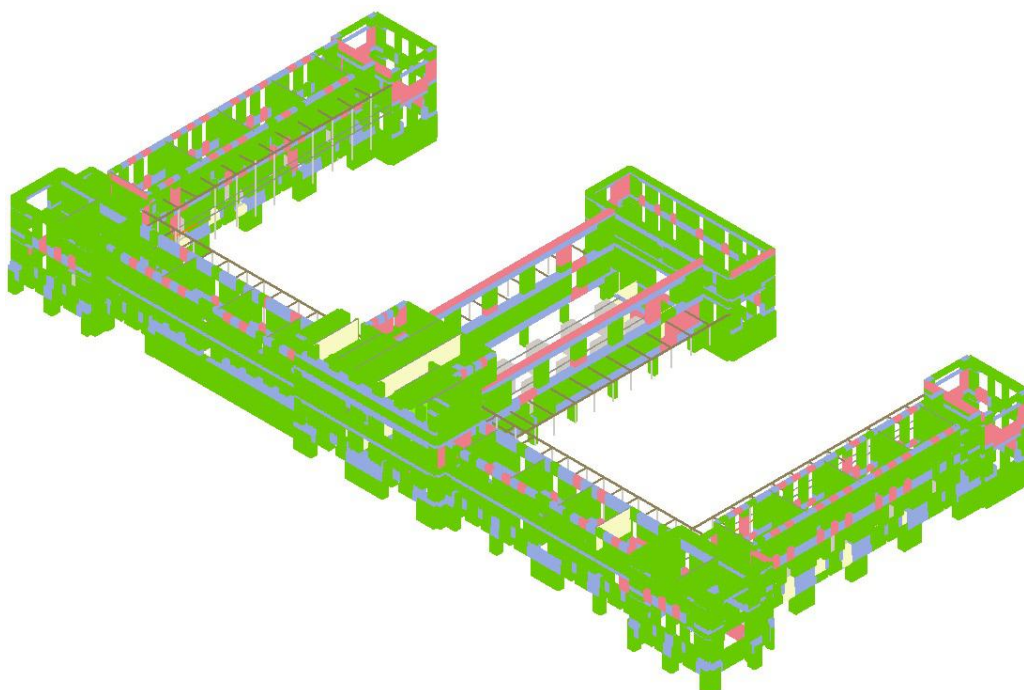




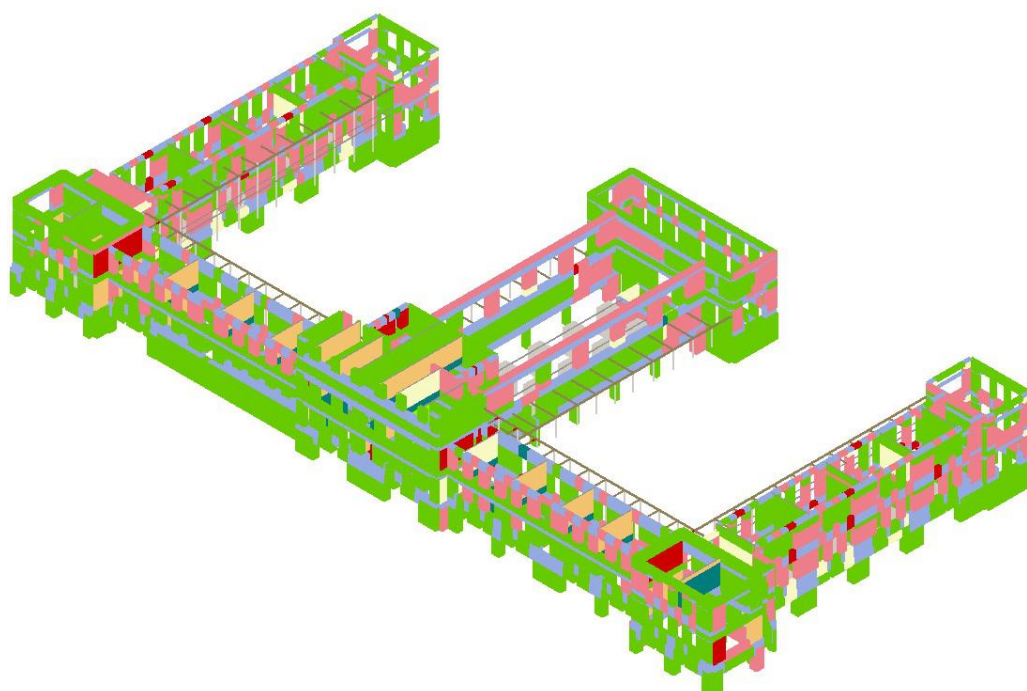
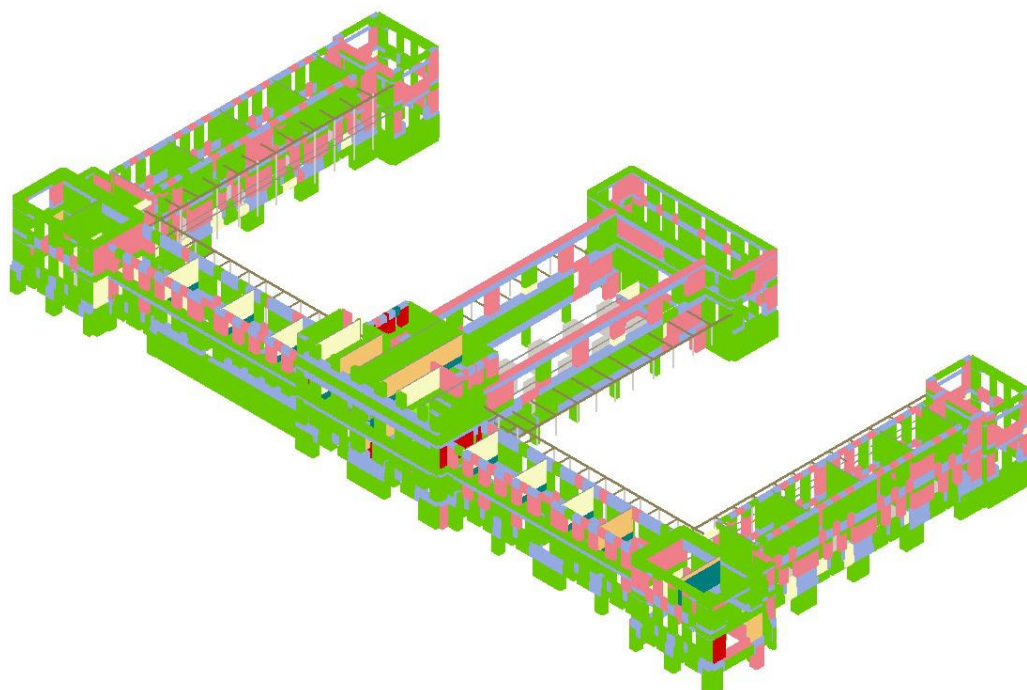


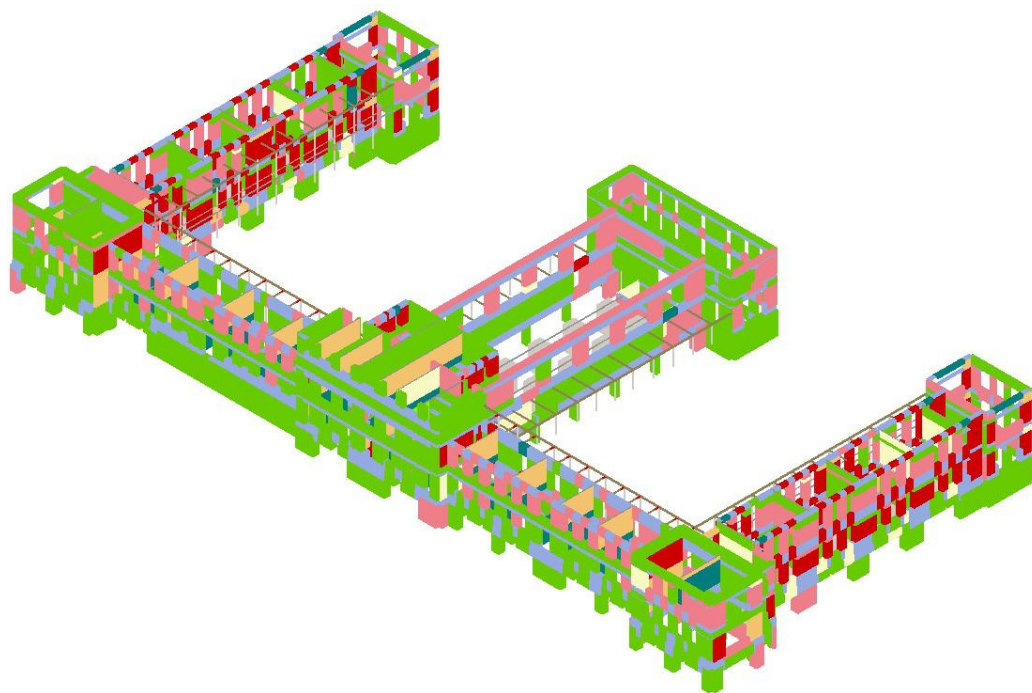
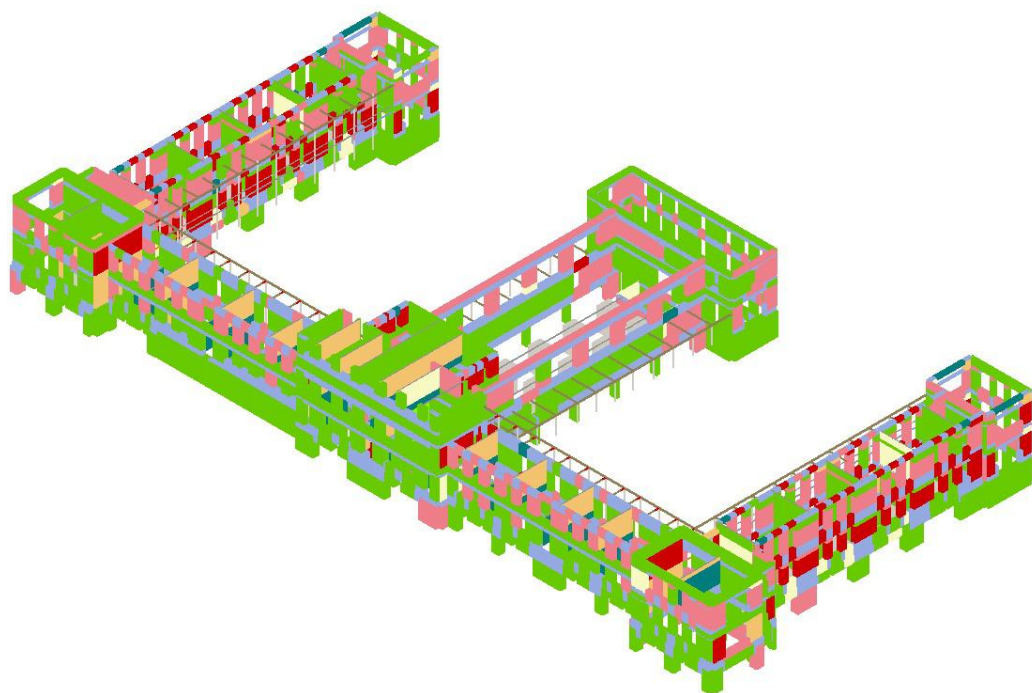
### B.2.2 Evolução do dano na estrutura em 3D



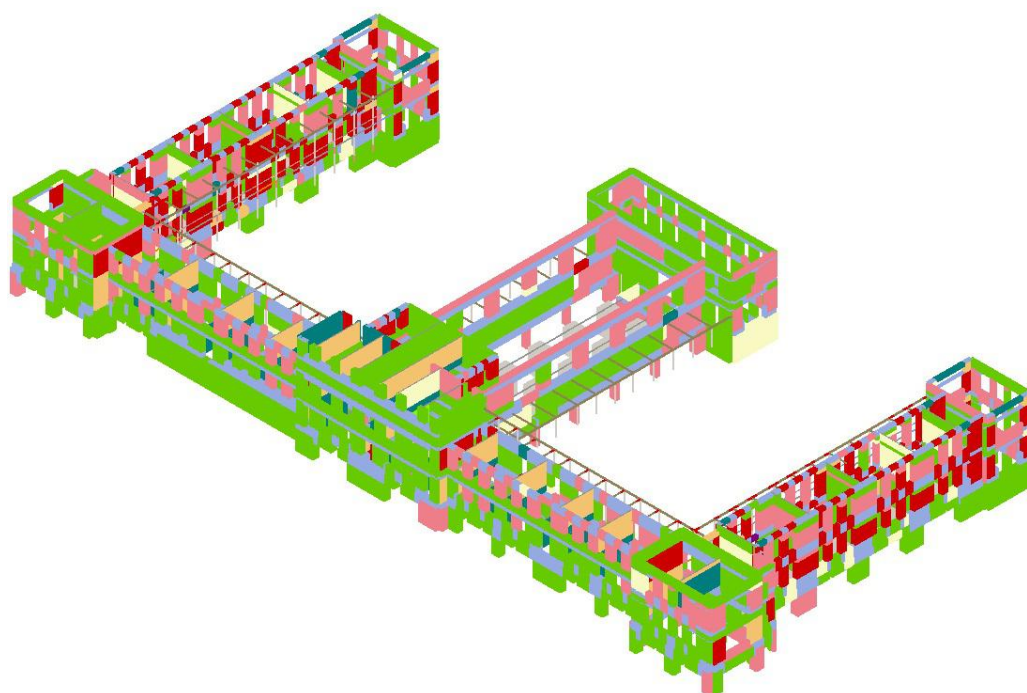
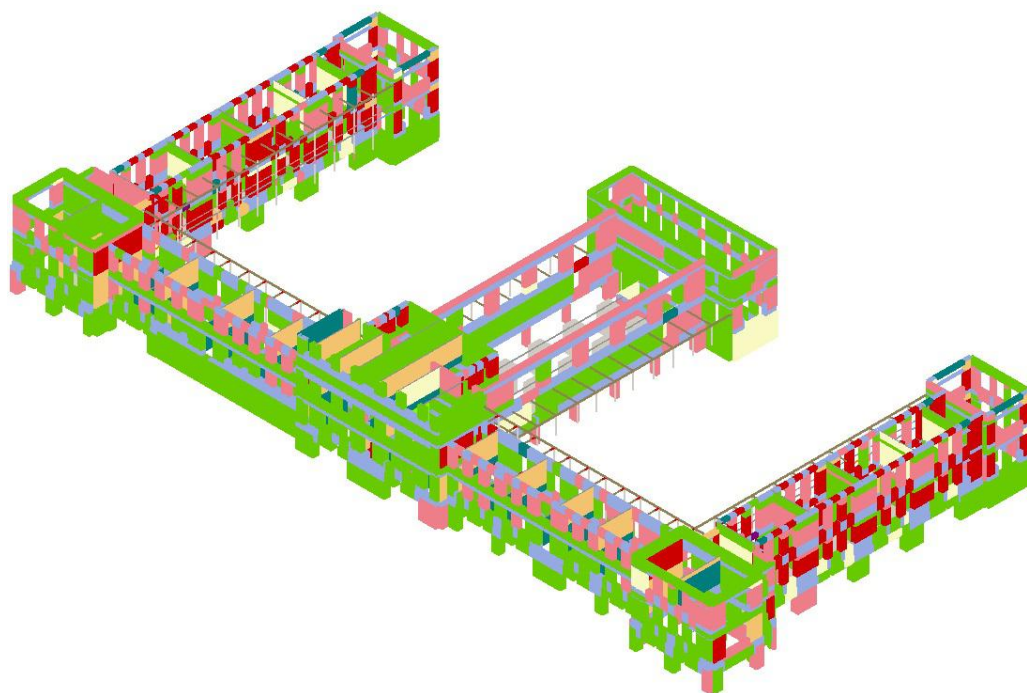












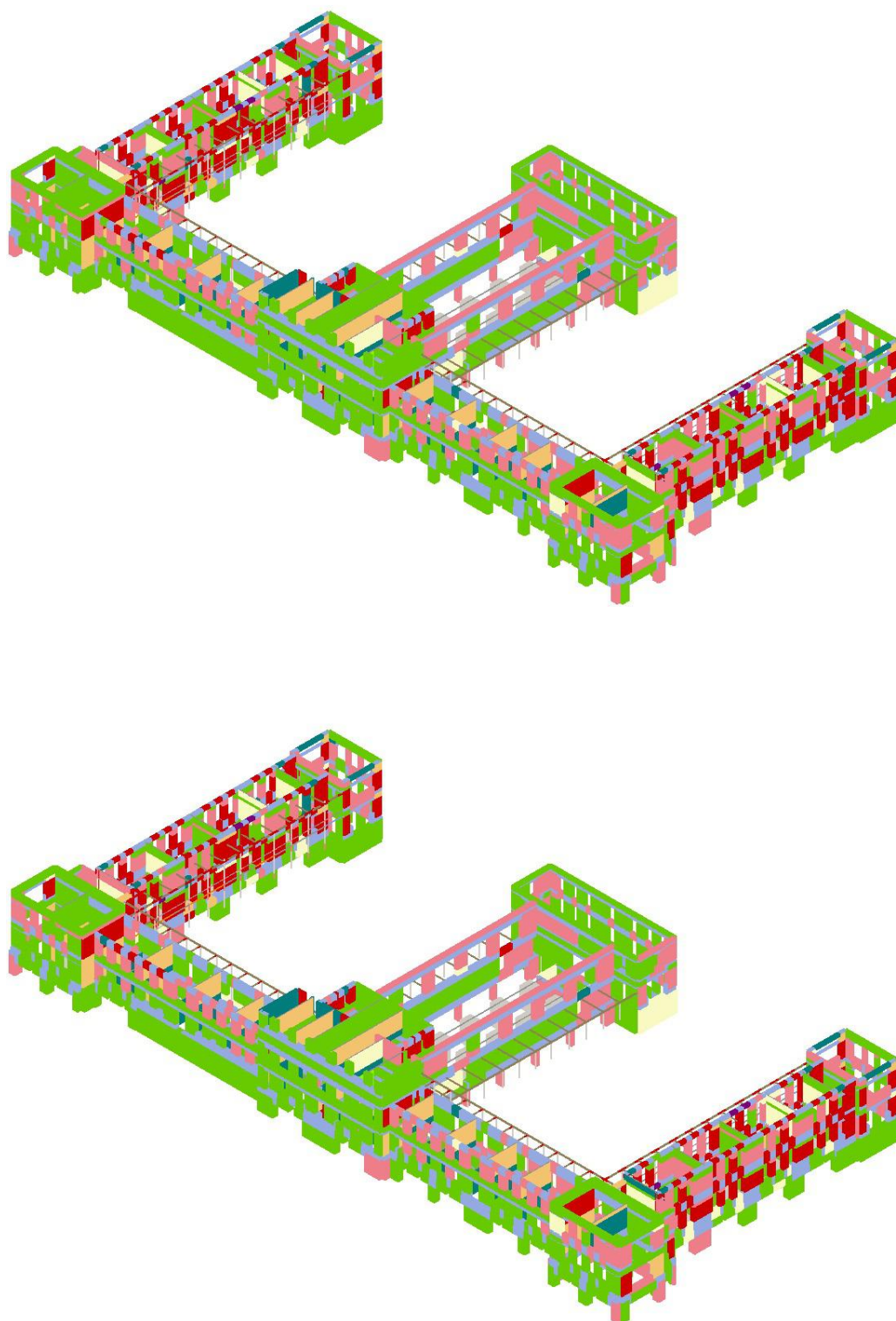


Figura B.12: Evolução do dano da estrutura em 3D

## Apêndice C

# Proposta de reforço

### C.1 Pormenores construtivos

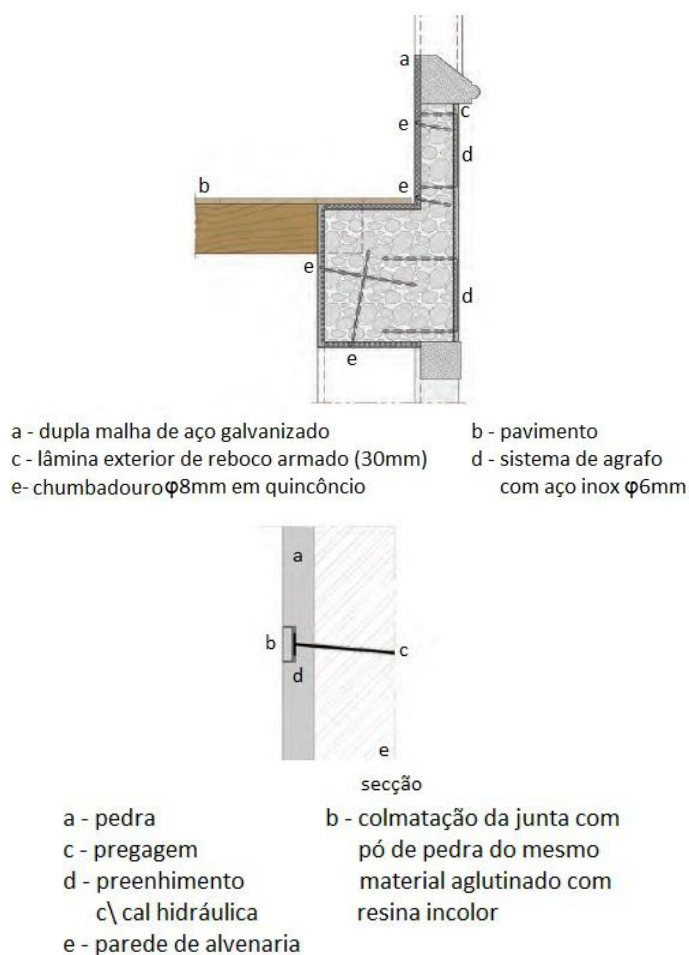


Figura C.1: Pormenor das lâminas de reforço das paredes exteriores e da pregagem da pedra de revestimento exterior (adaptado de [41])



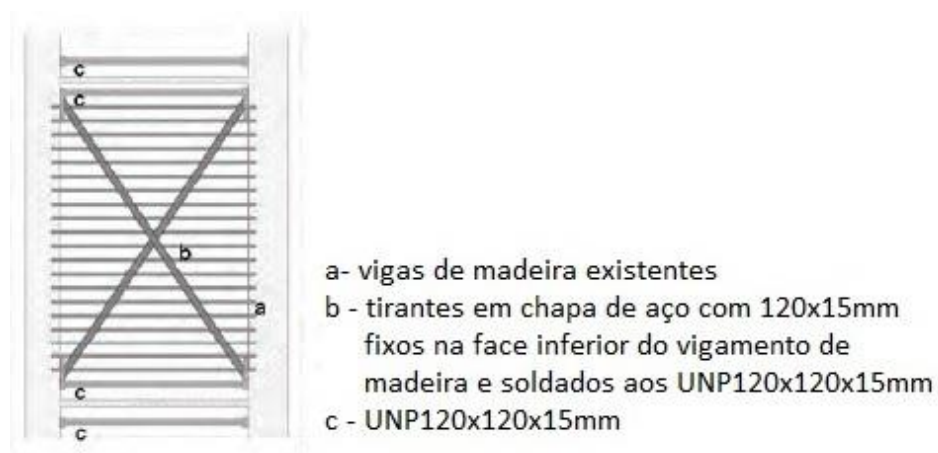


Figura C.4: Pormenor da melhoria do efeito de diafragma (adaptado de [41])

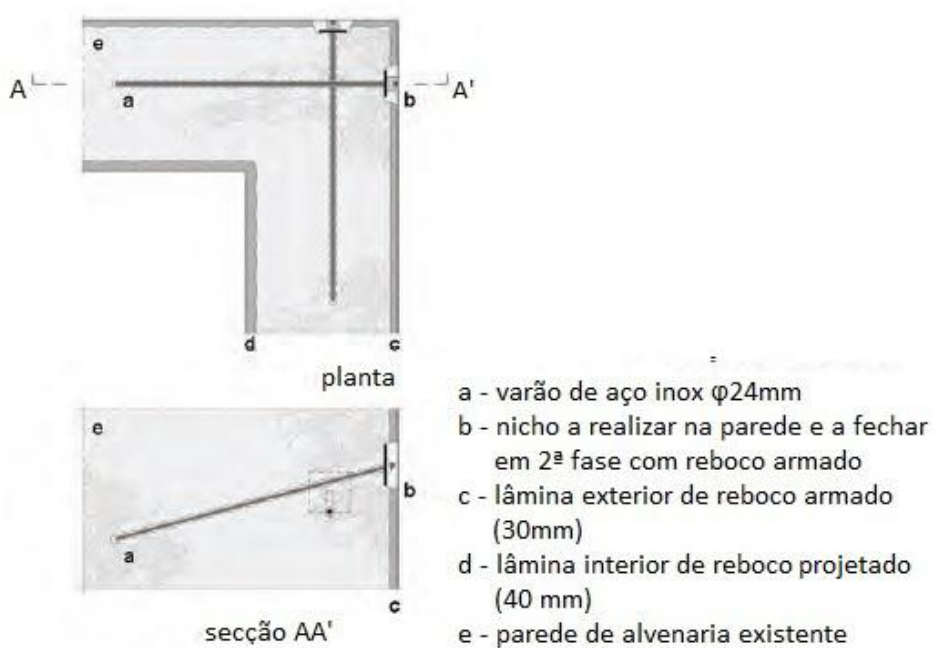


Figura C.5: Pormenor da pregagem dos cunhais (adaptado de [41])



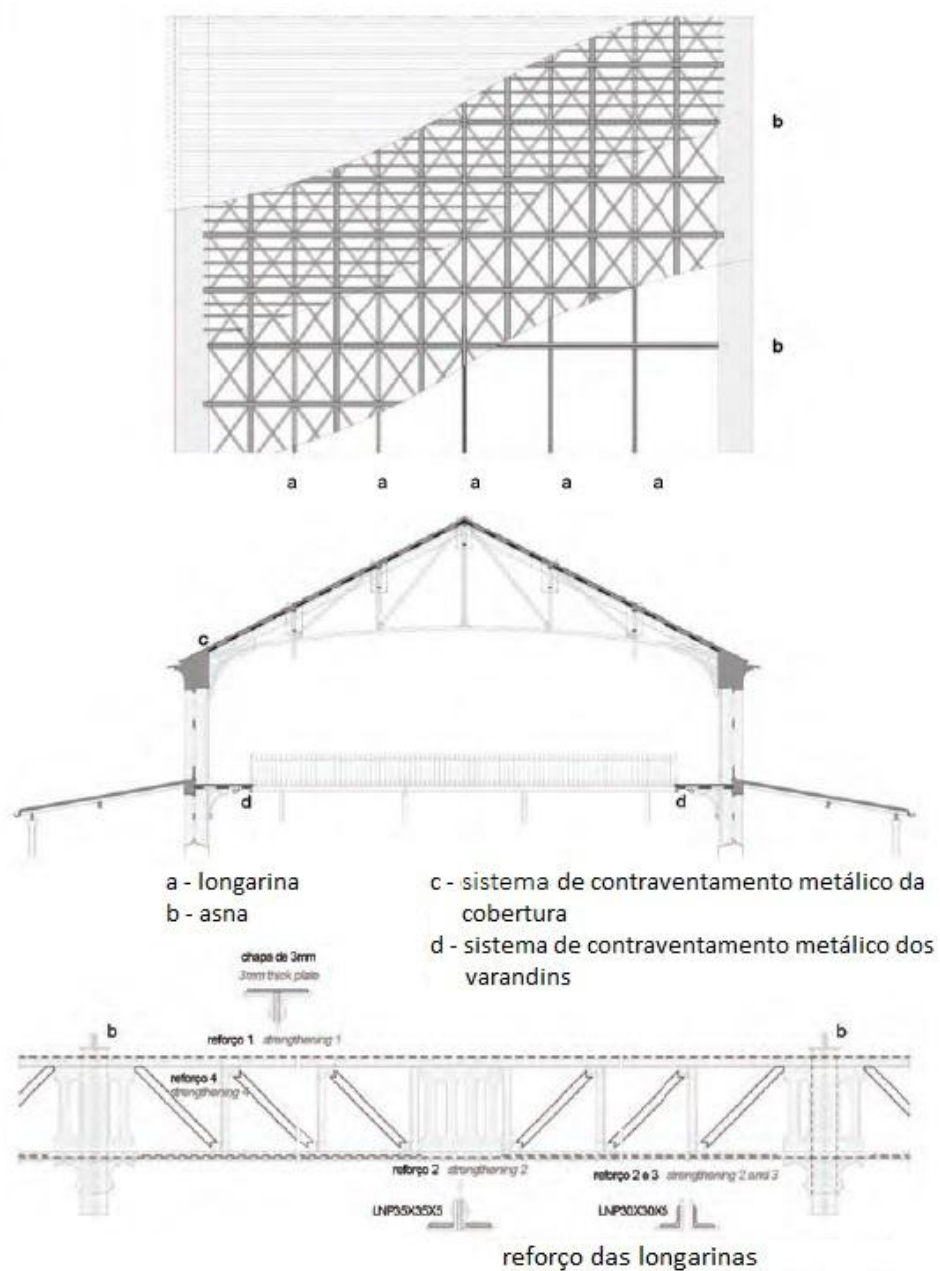
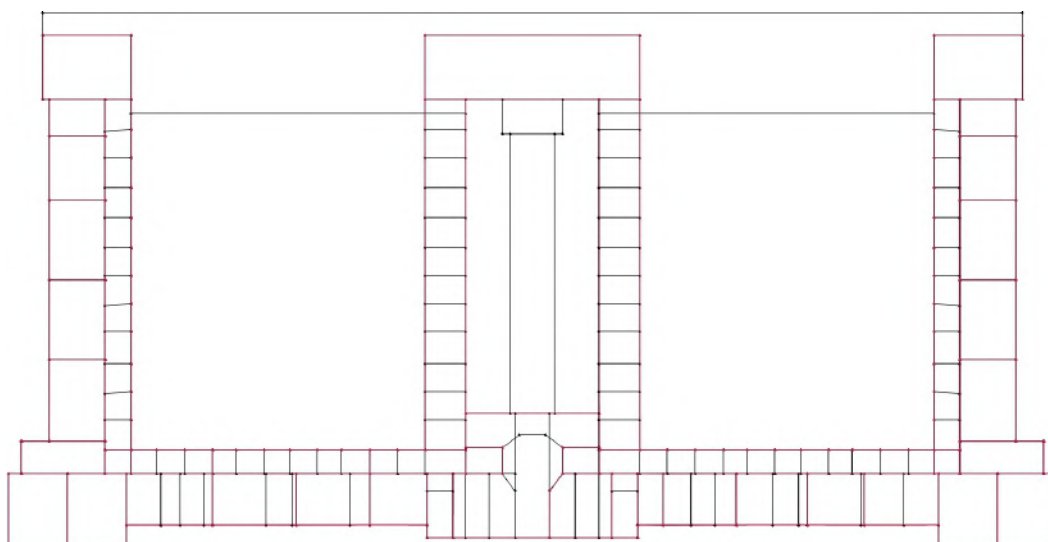
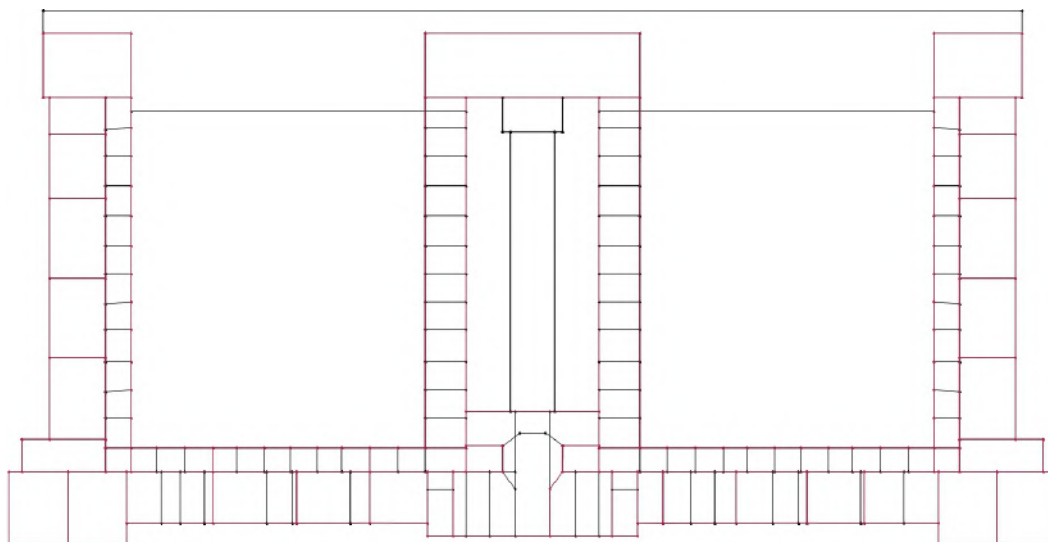
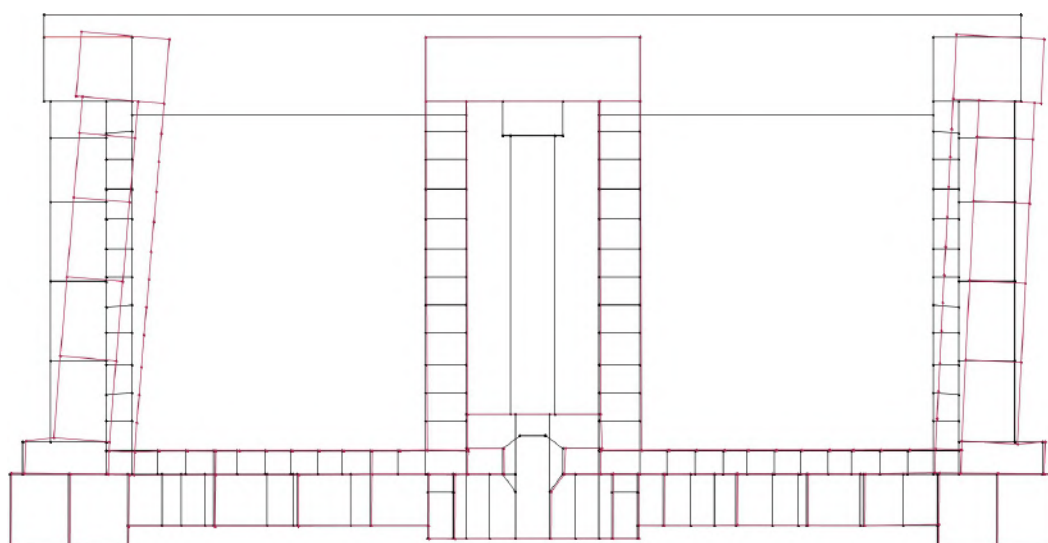
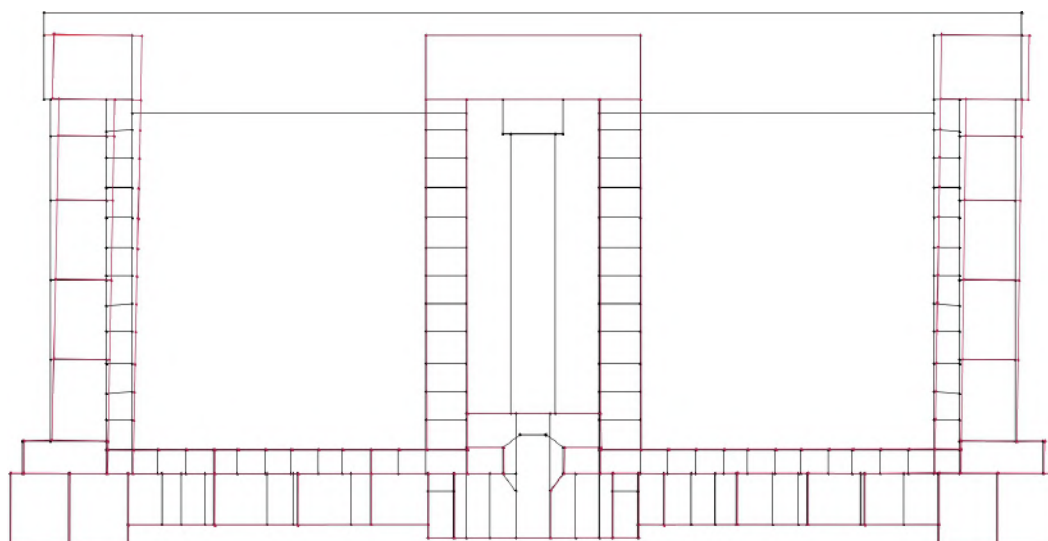
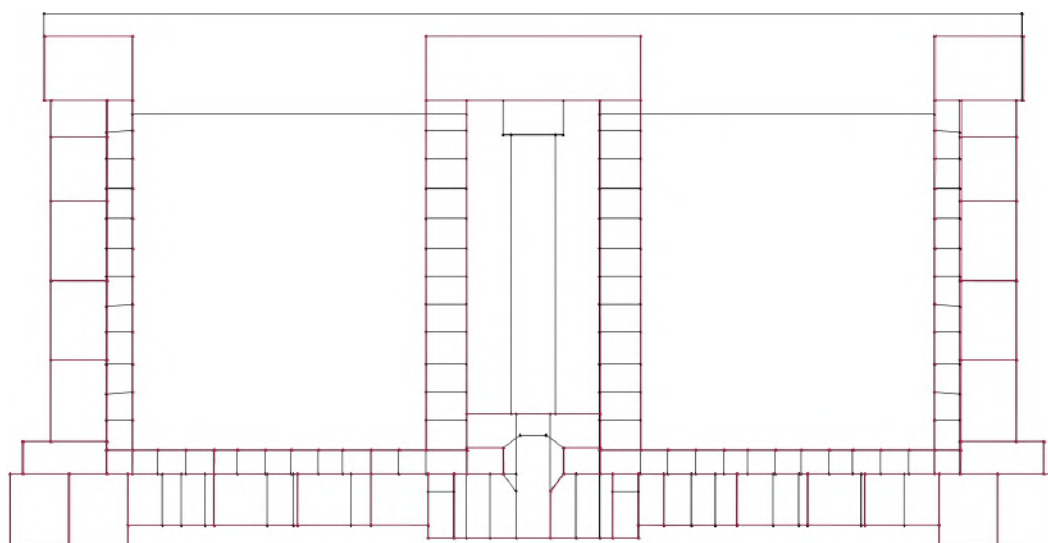


Figura C.6: Pormenores do reforço no ginásio (adaptado de [41])

## C.2 X+, 1º modo

### C.2.1 Evolução da deformada da estrutura







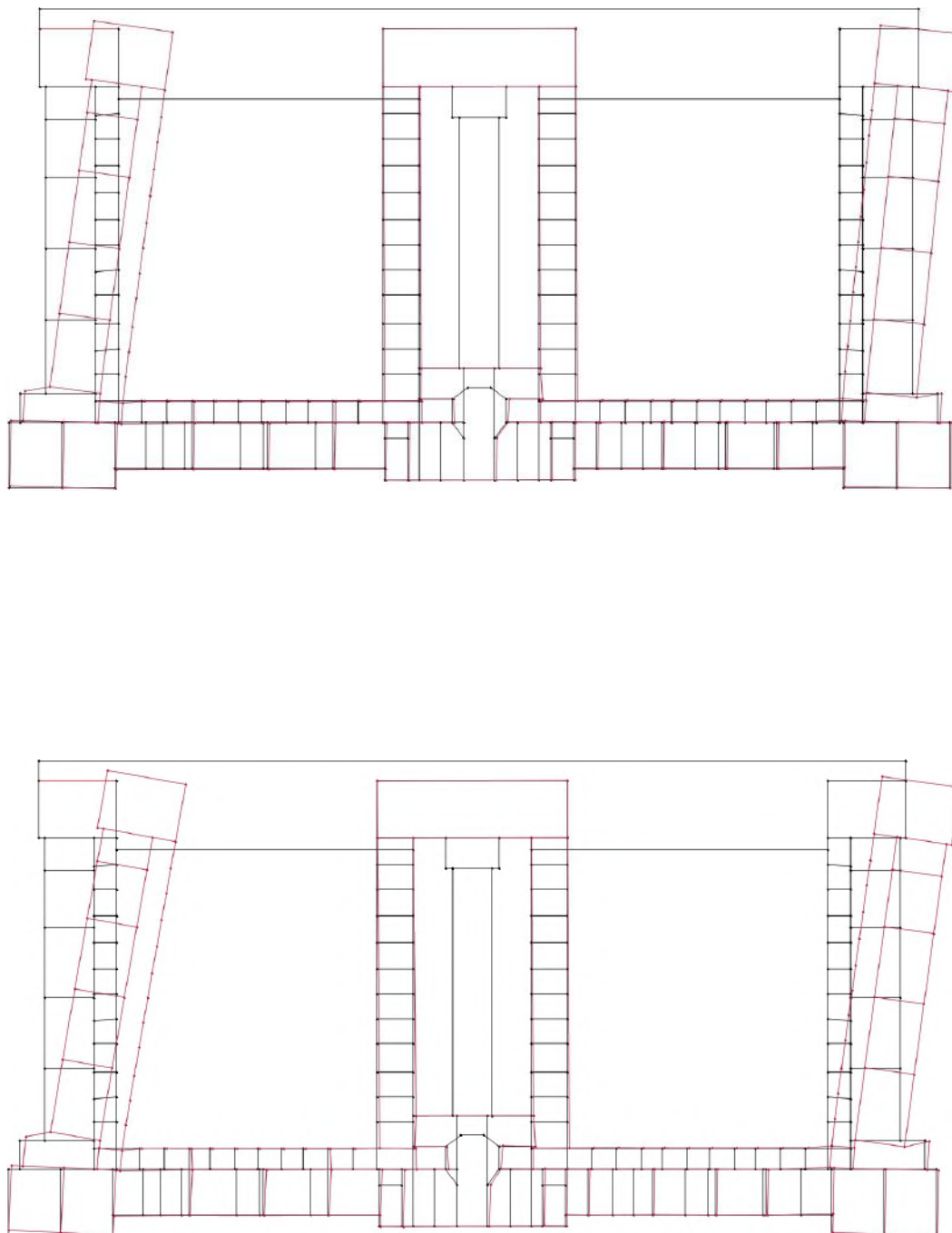
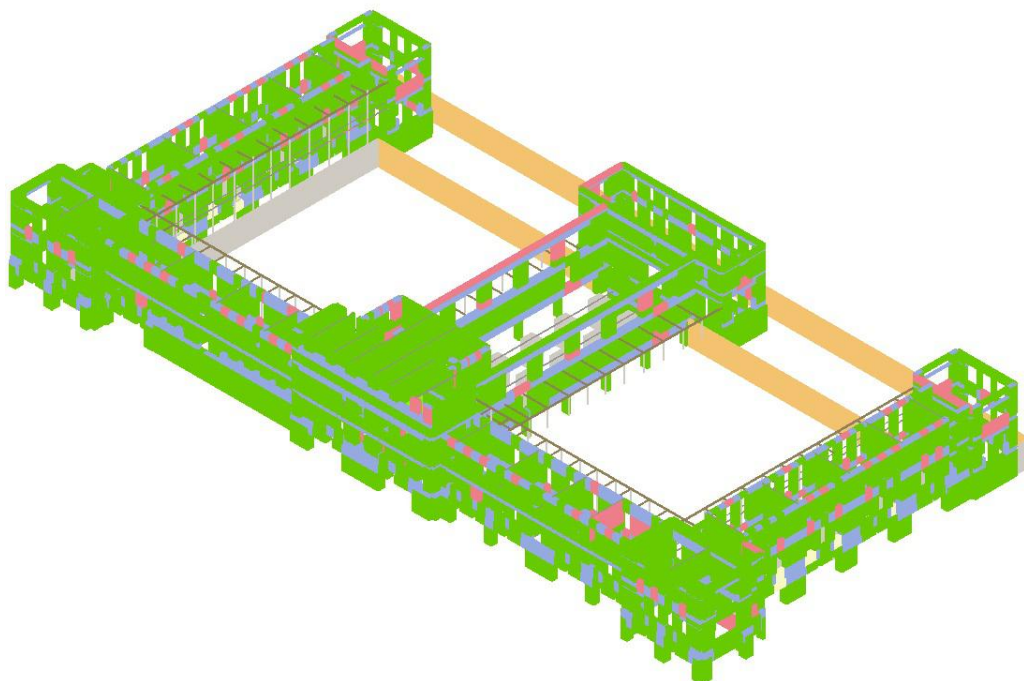
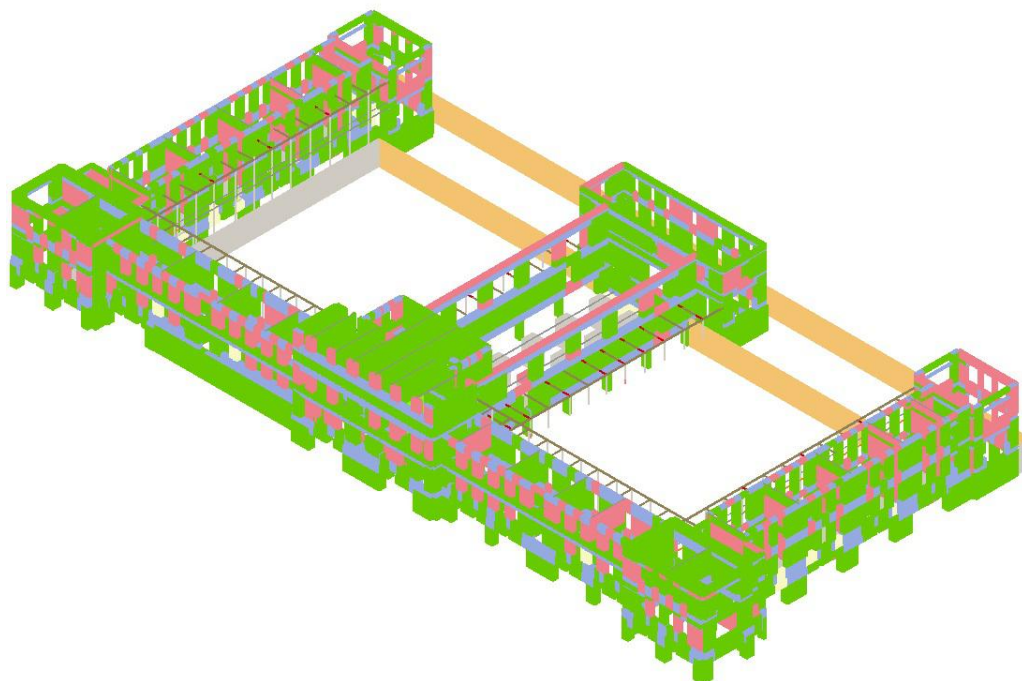
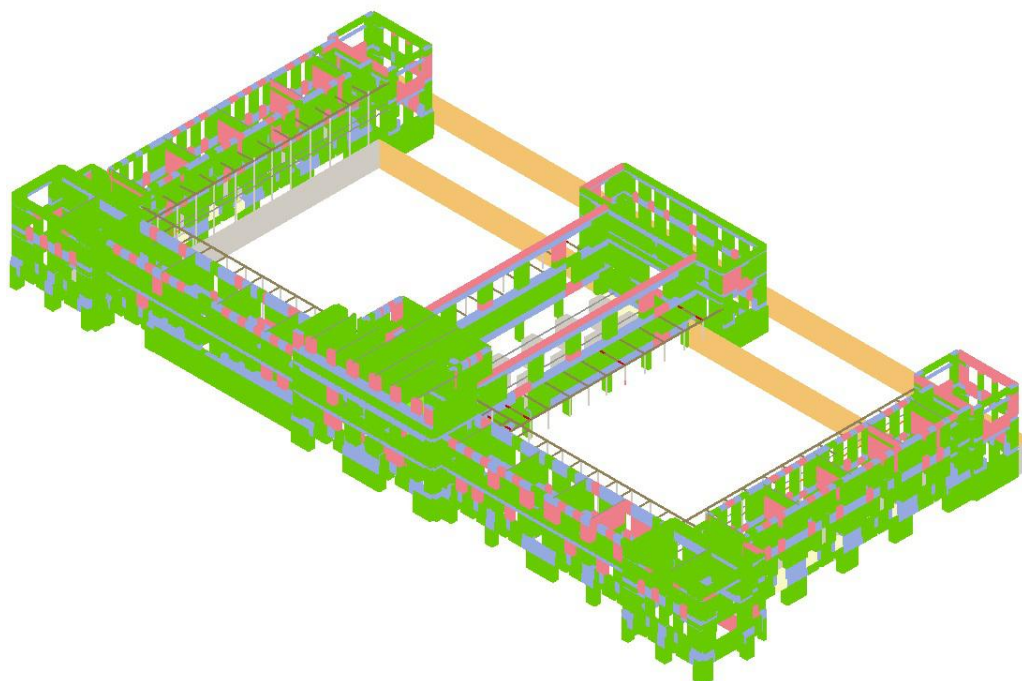
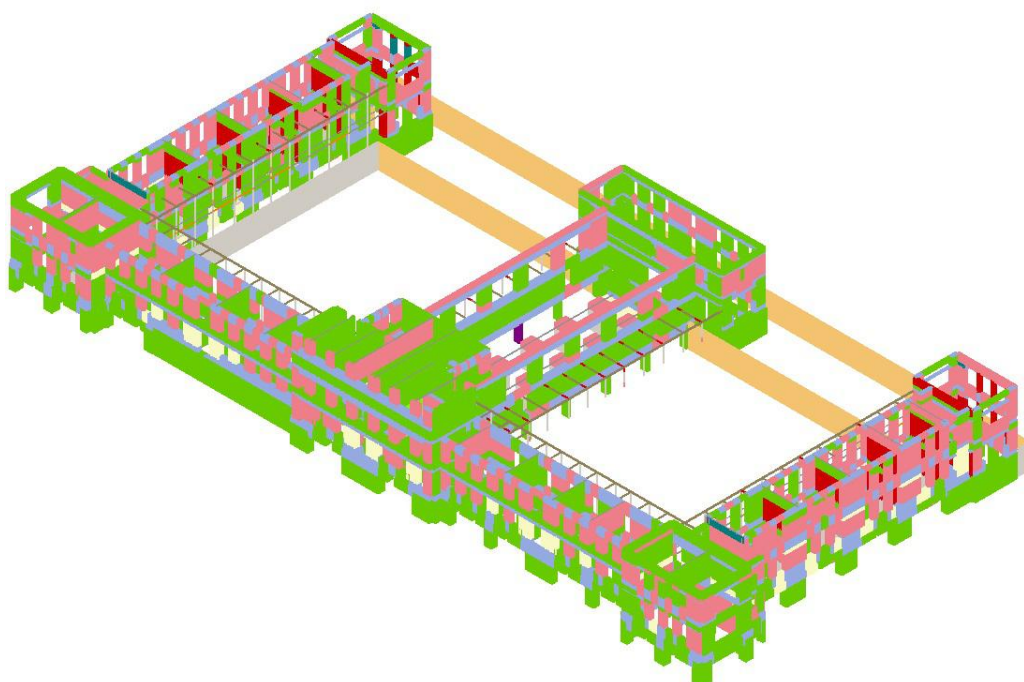
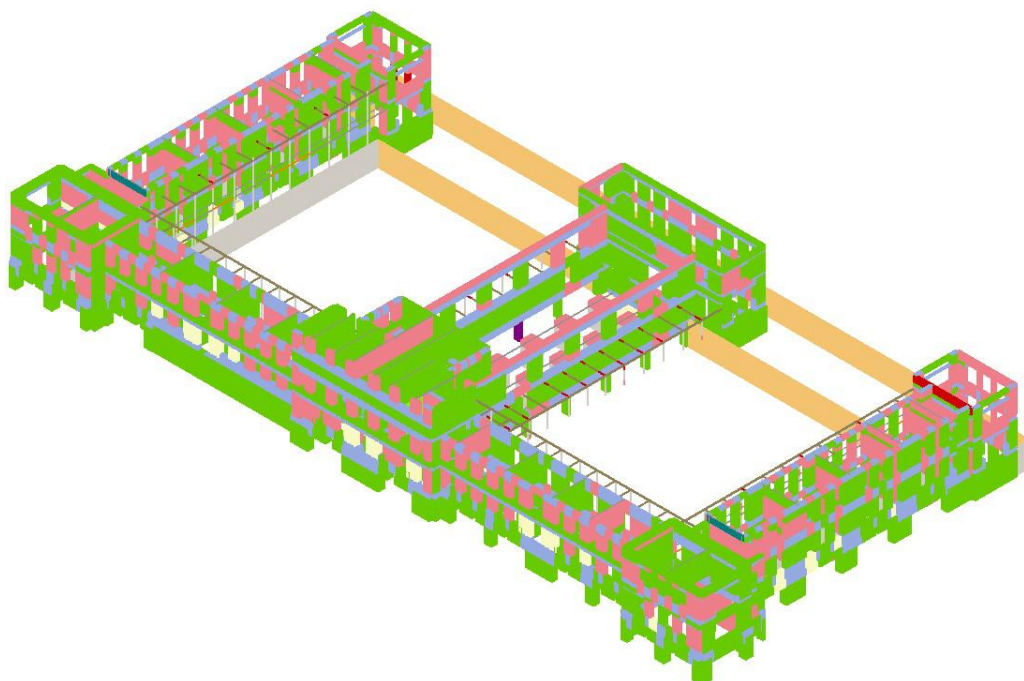


Figura C.7: Evolução da deformada, X+

**C.2.2 Evolução do dano na estrutura em 3D**







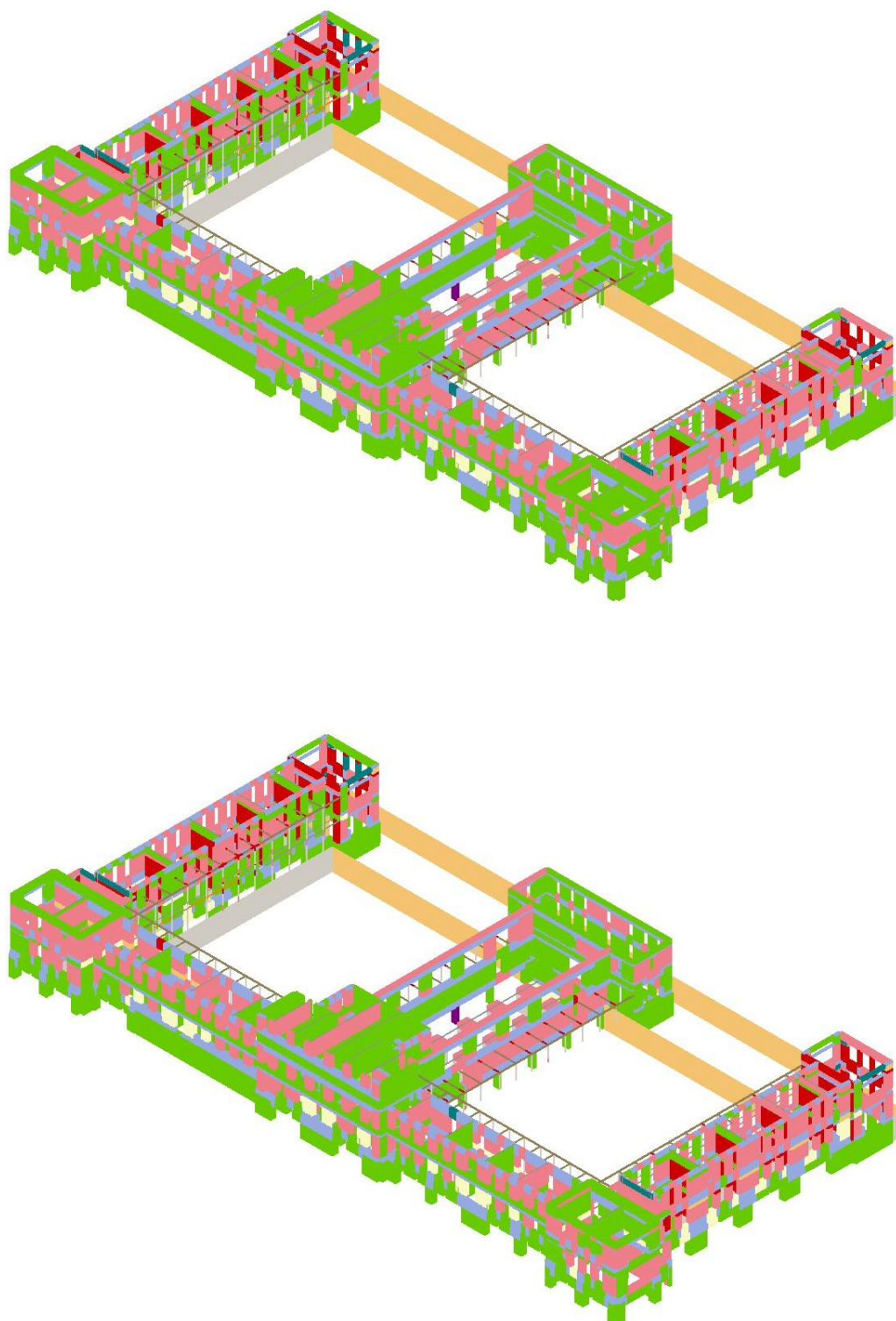
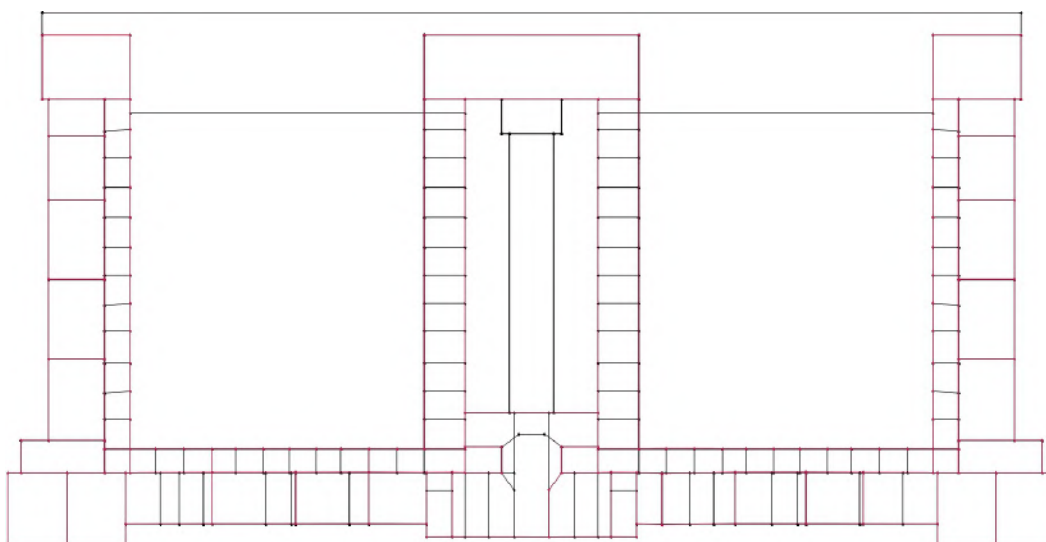
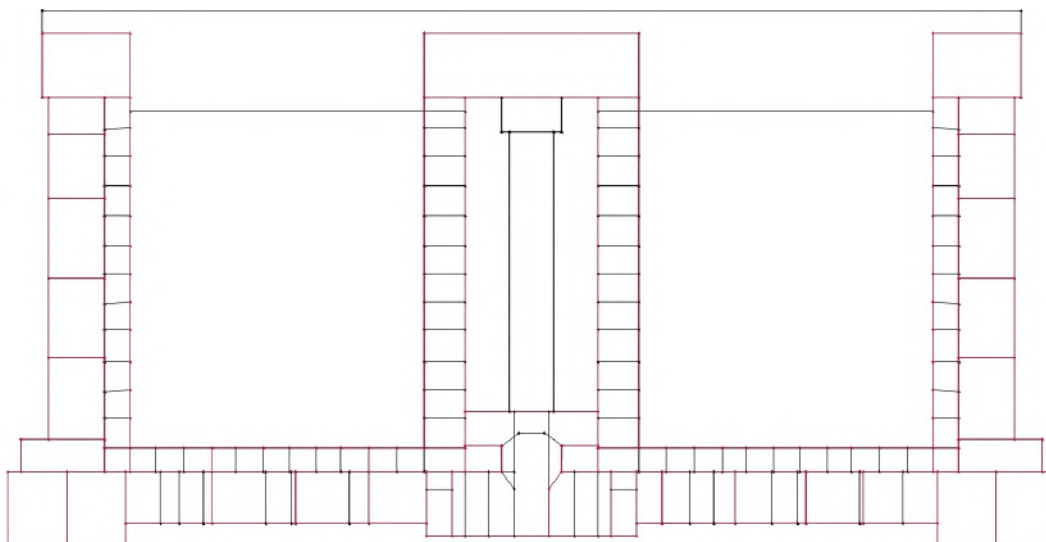
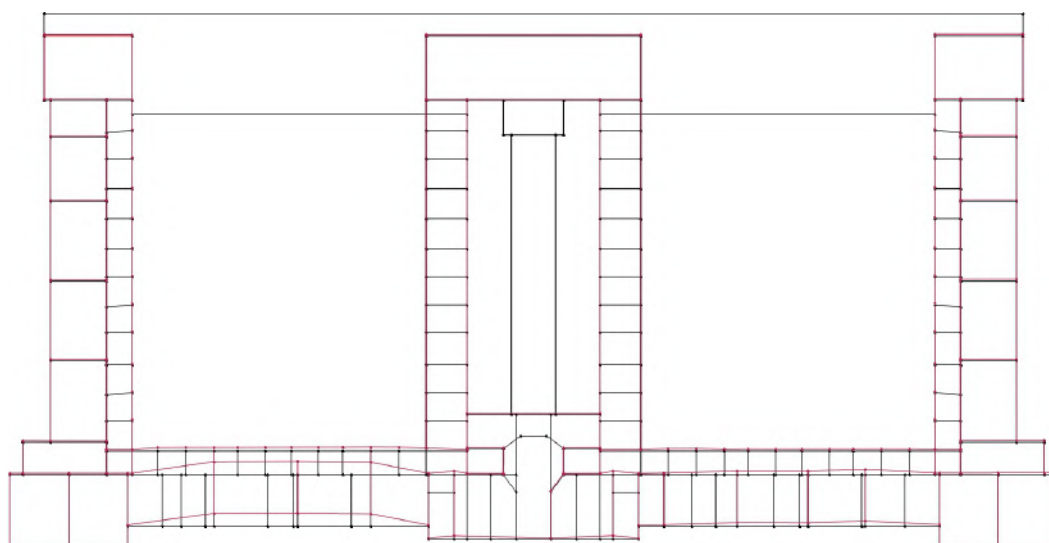
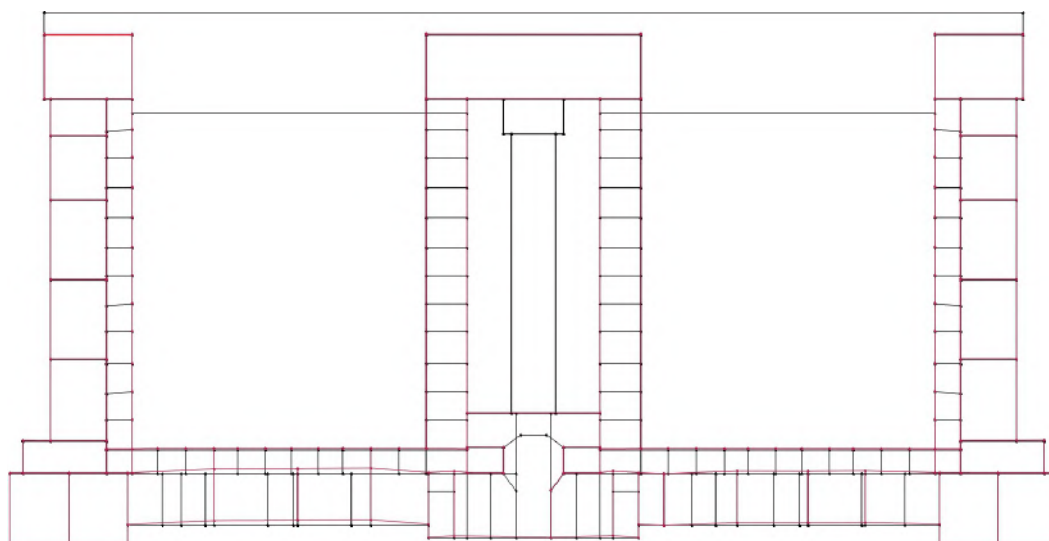
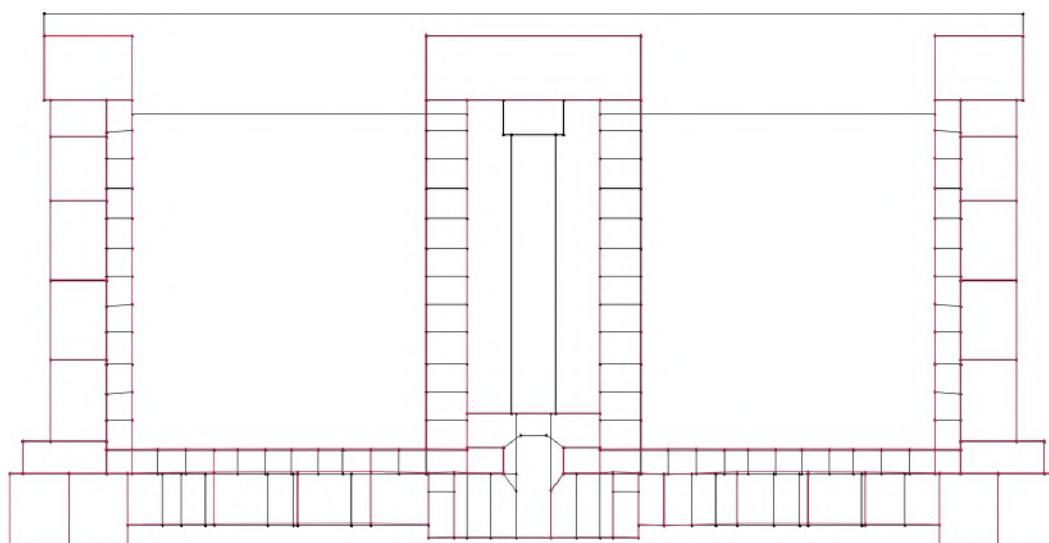


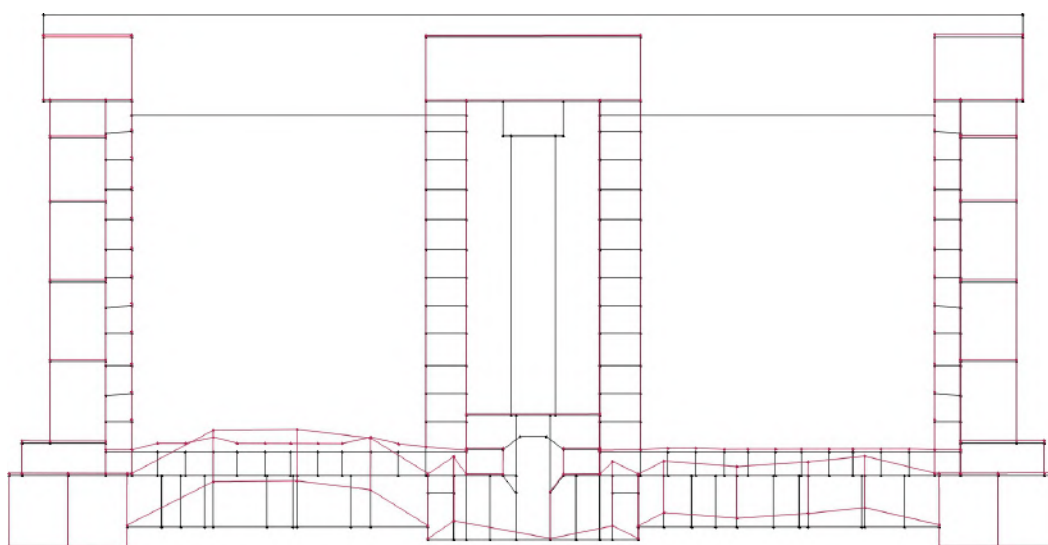
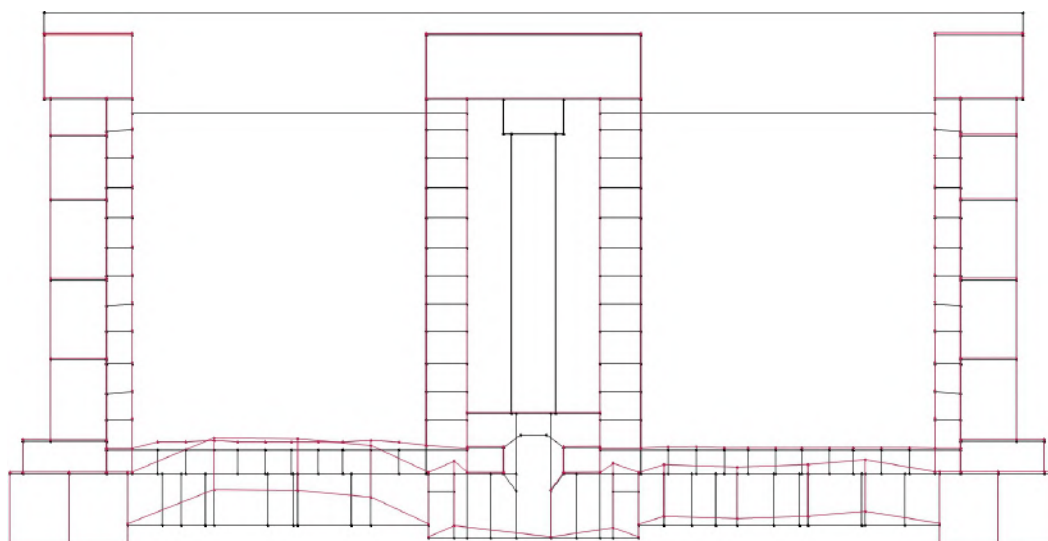
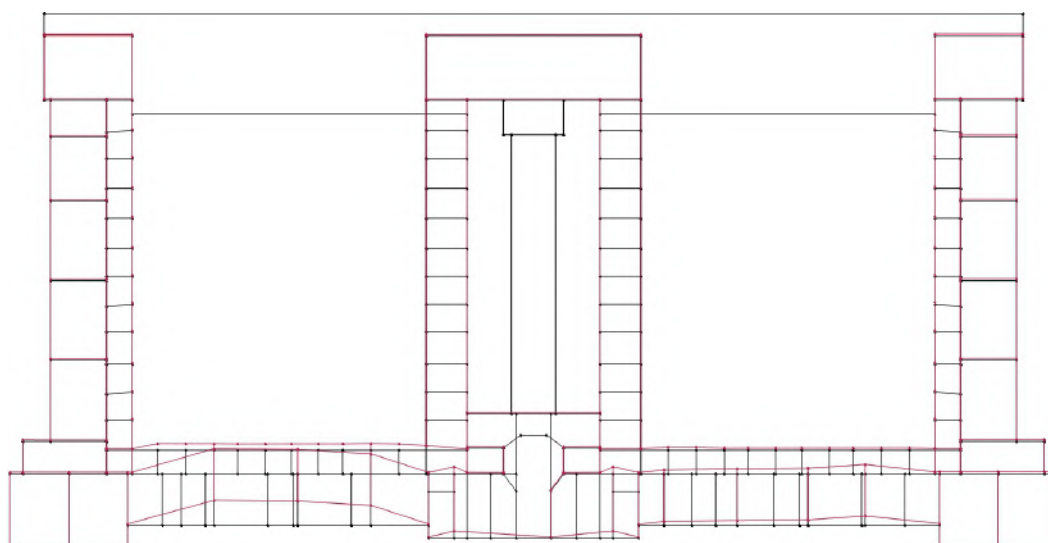
Figura C.8: Evolução do dano da estrutura em 3D

### **C.3 Y+, 1ºmodo**

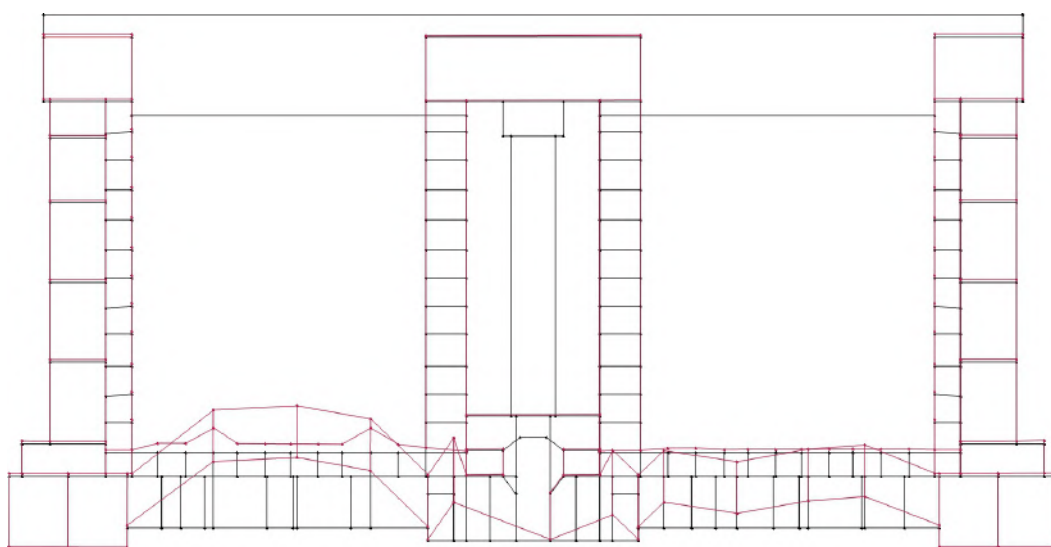
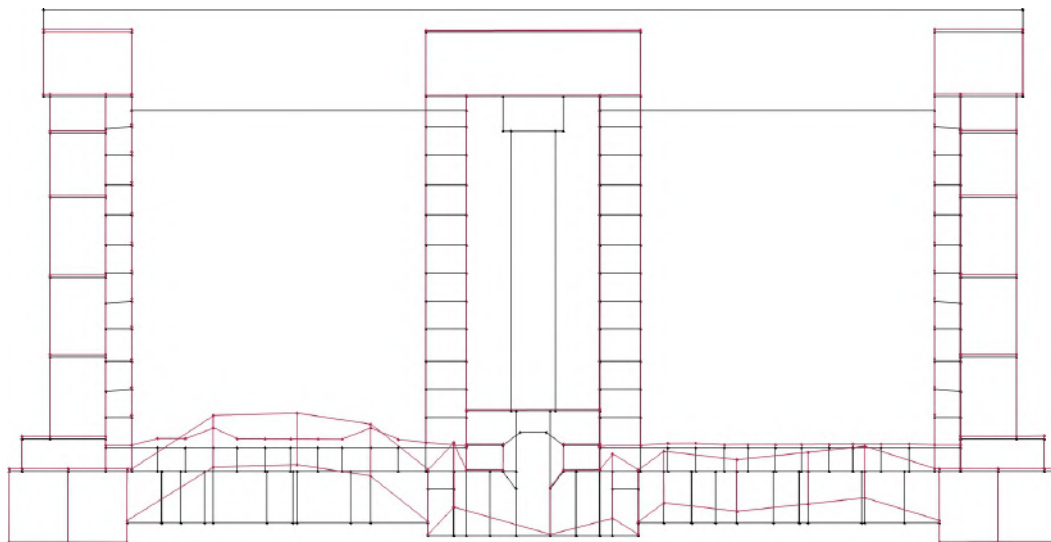
#### **C.3.1 Evolução da deformada da estrutura**











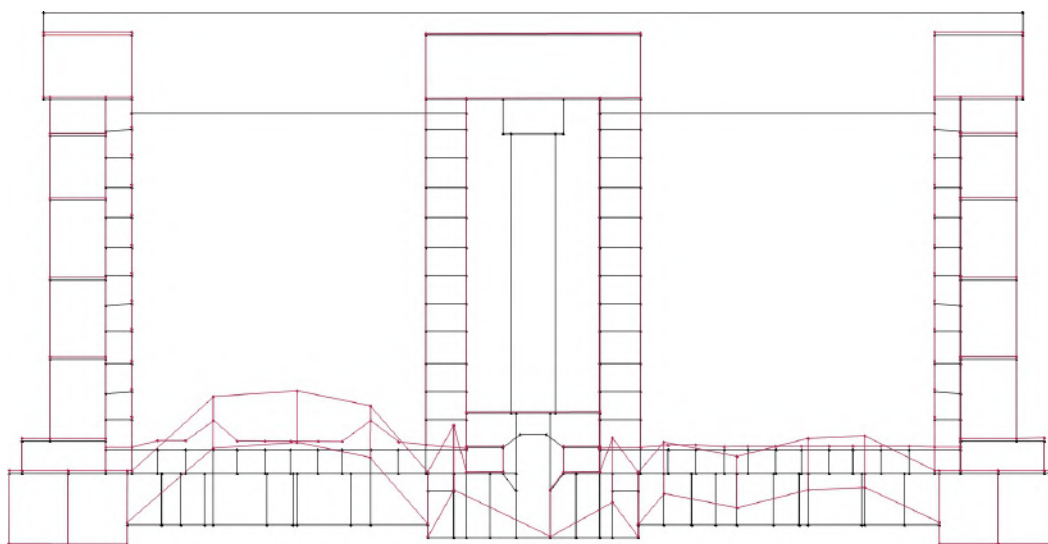
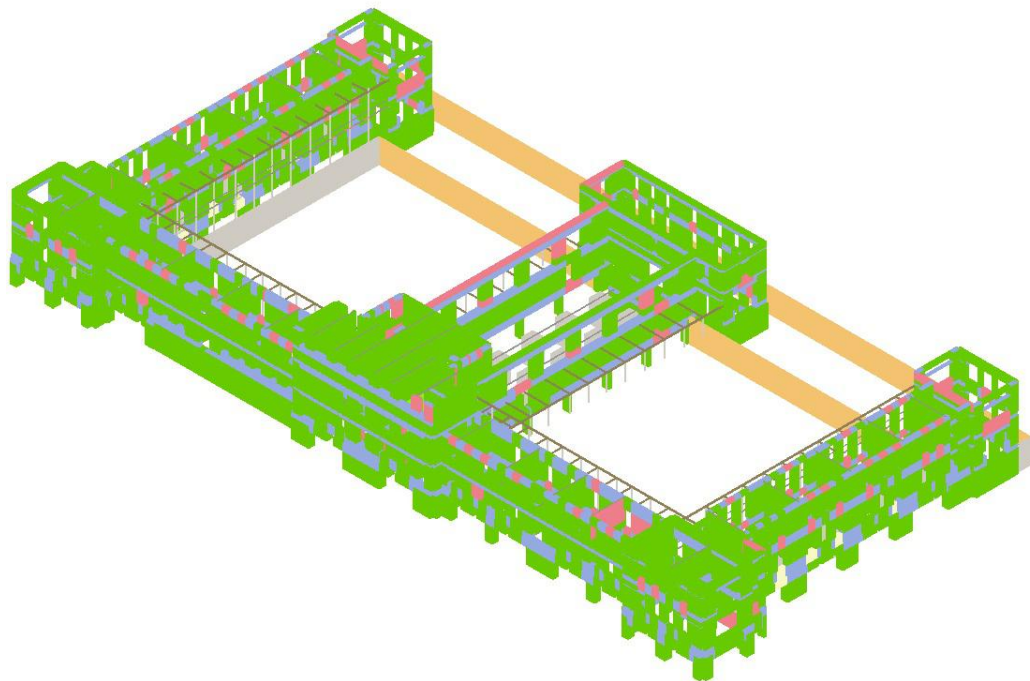
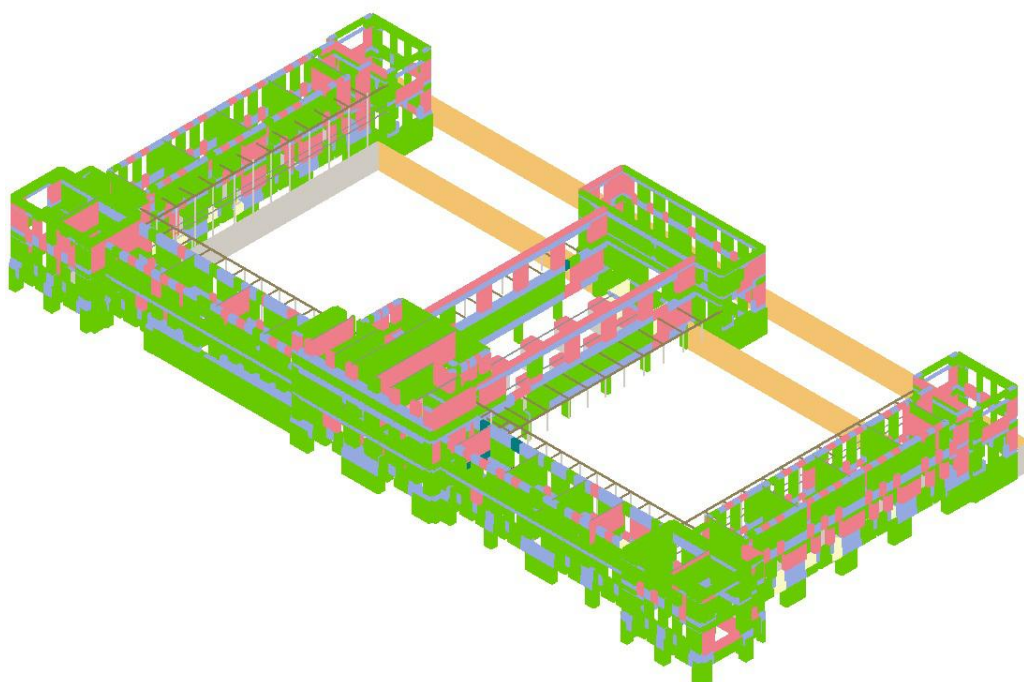
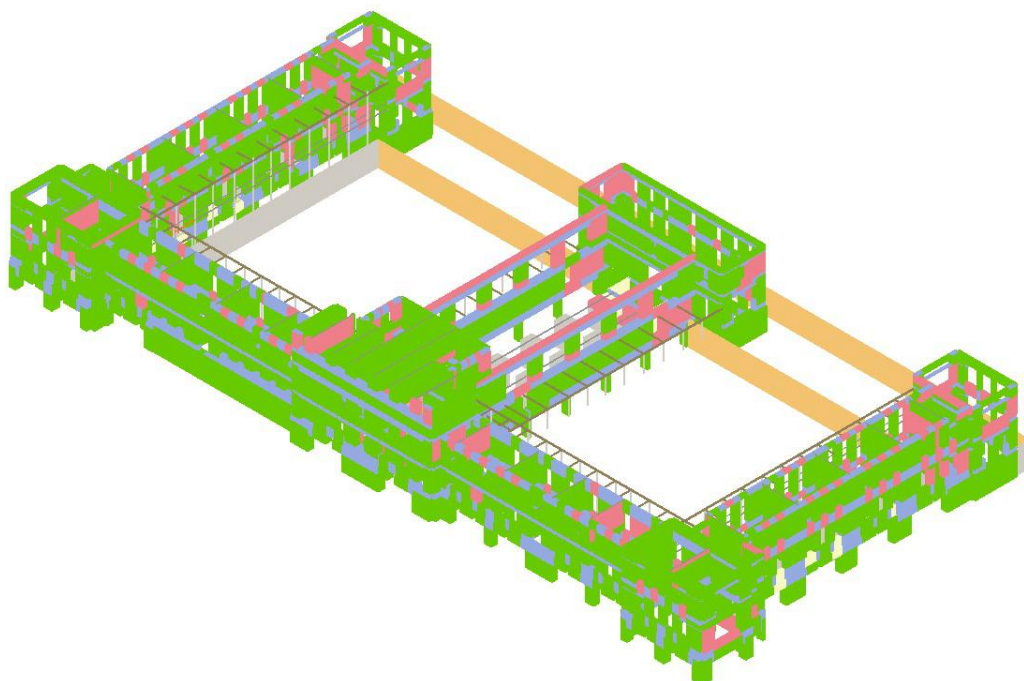
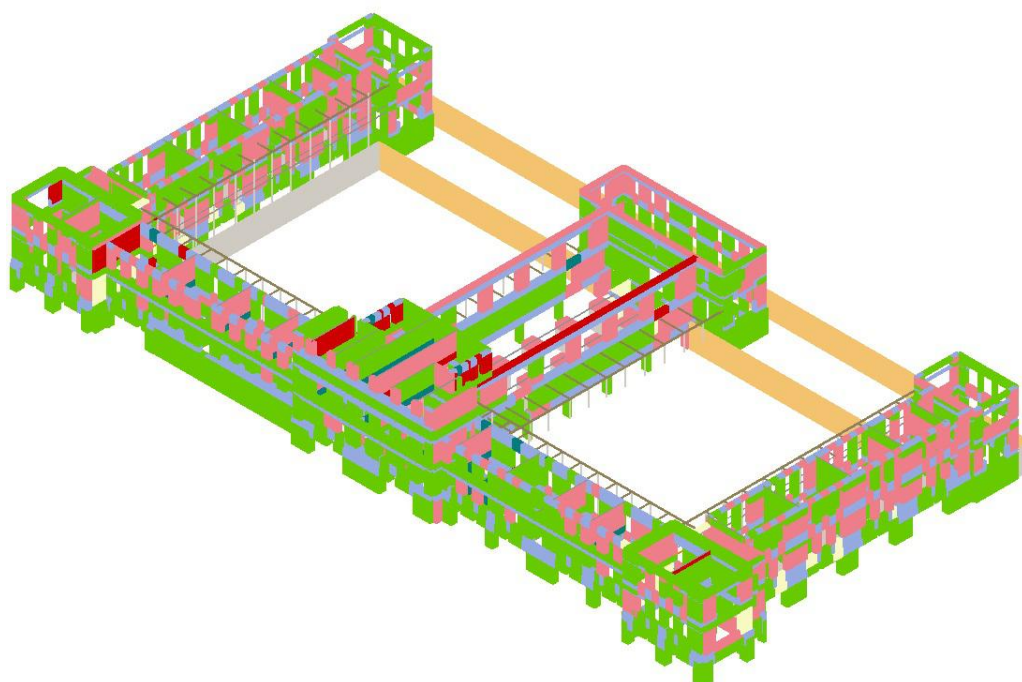
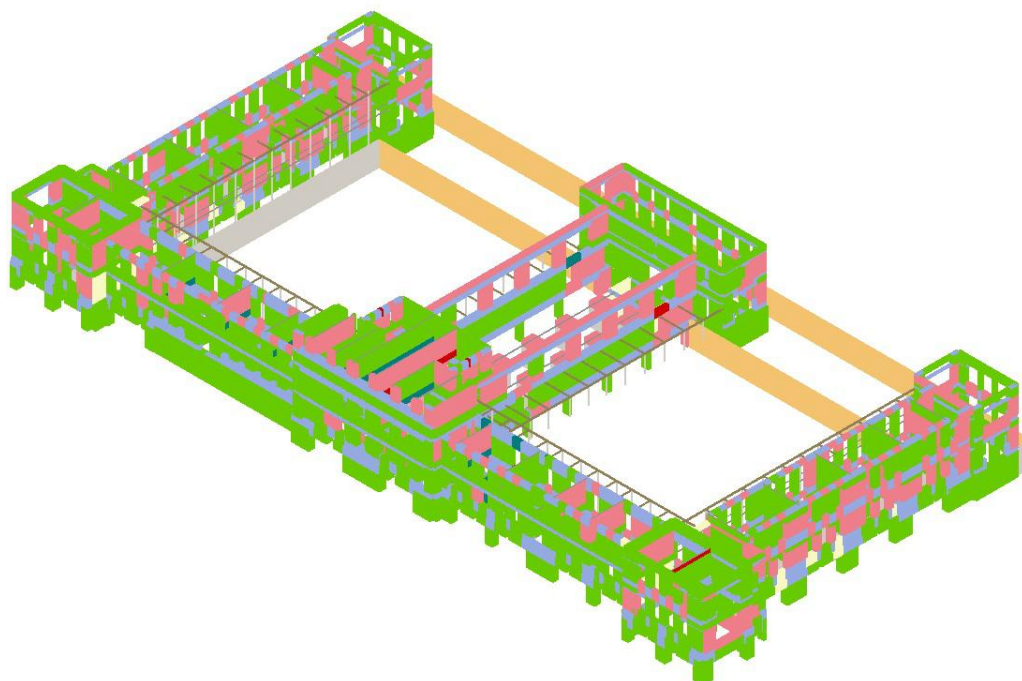


Figura C.9: Evolução da deformada, Y+

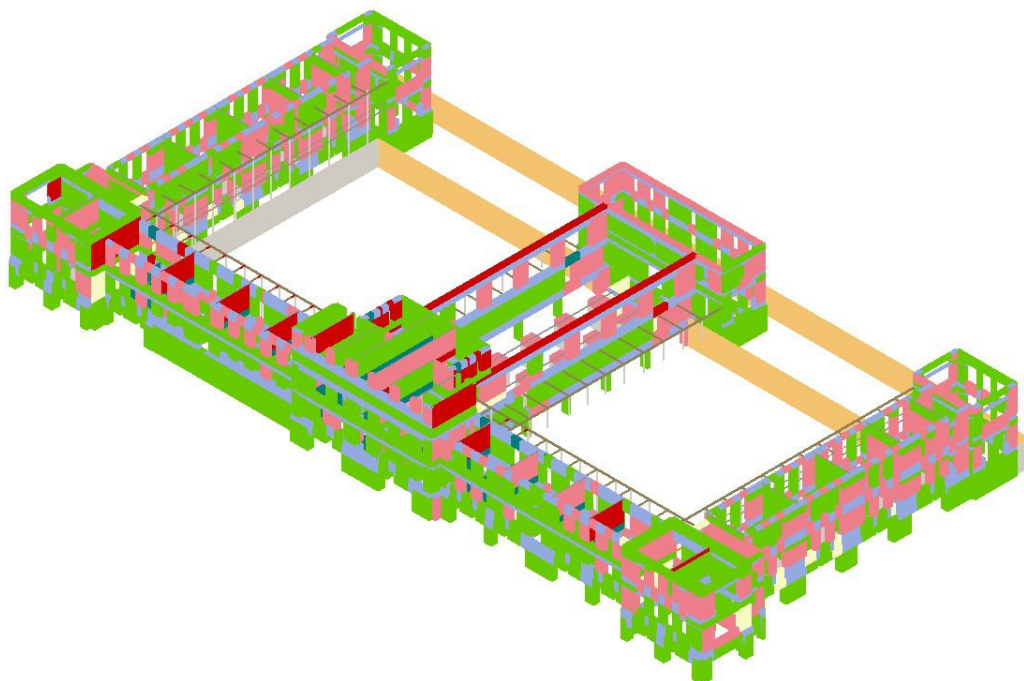
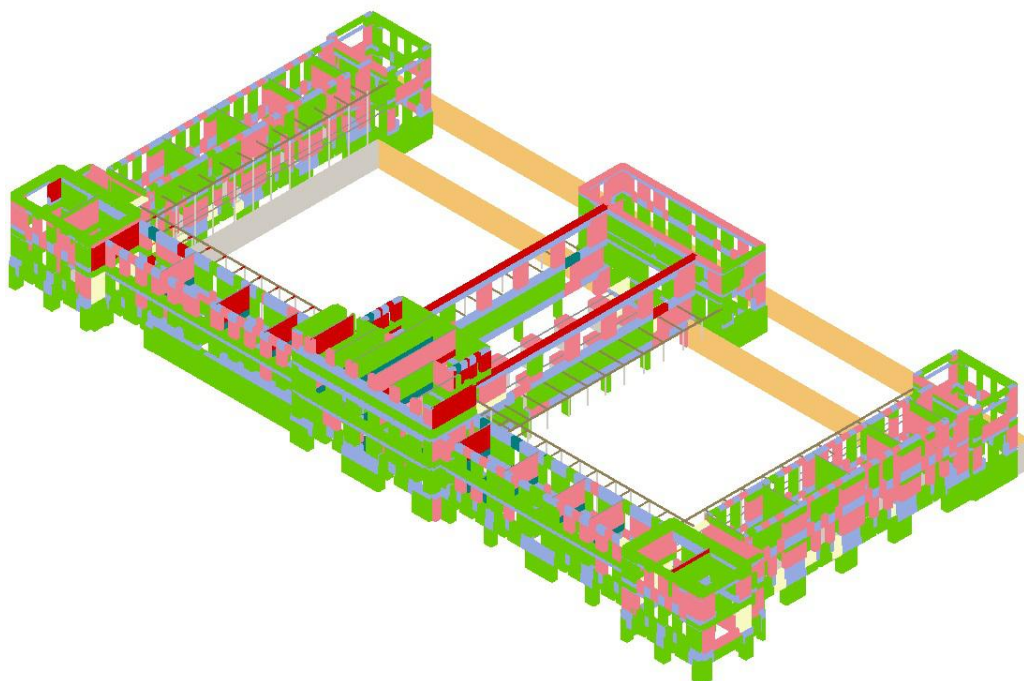
### C.3.2 Evolução do dano na estrutura em 3D

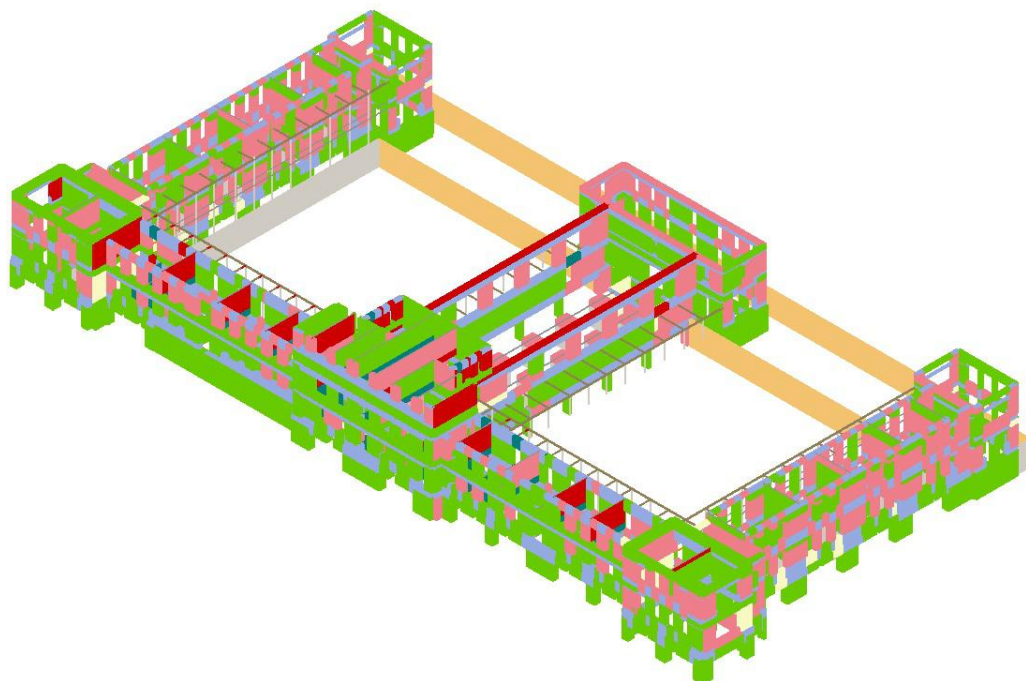
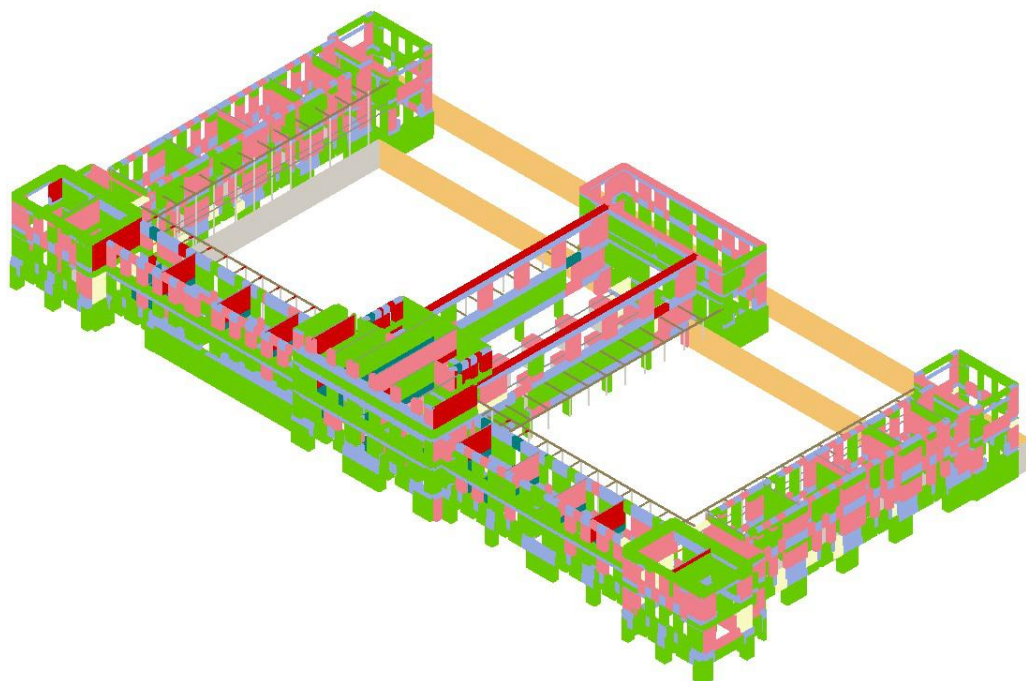












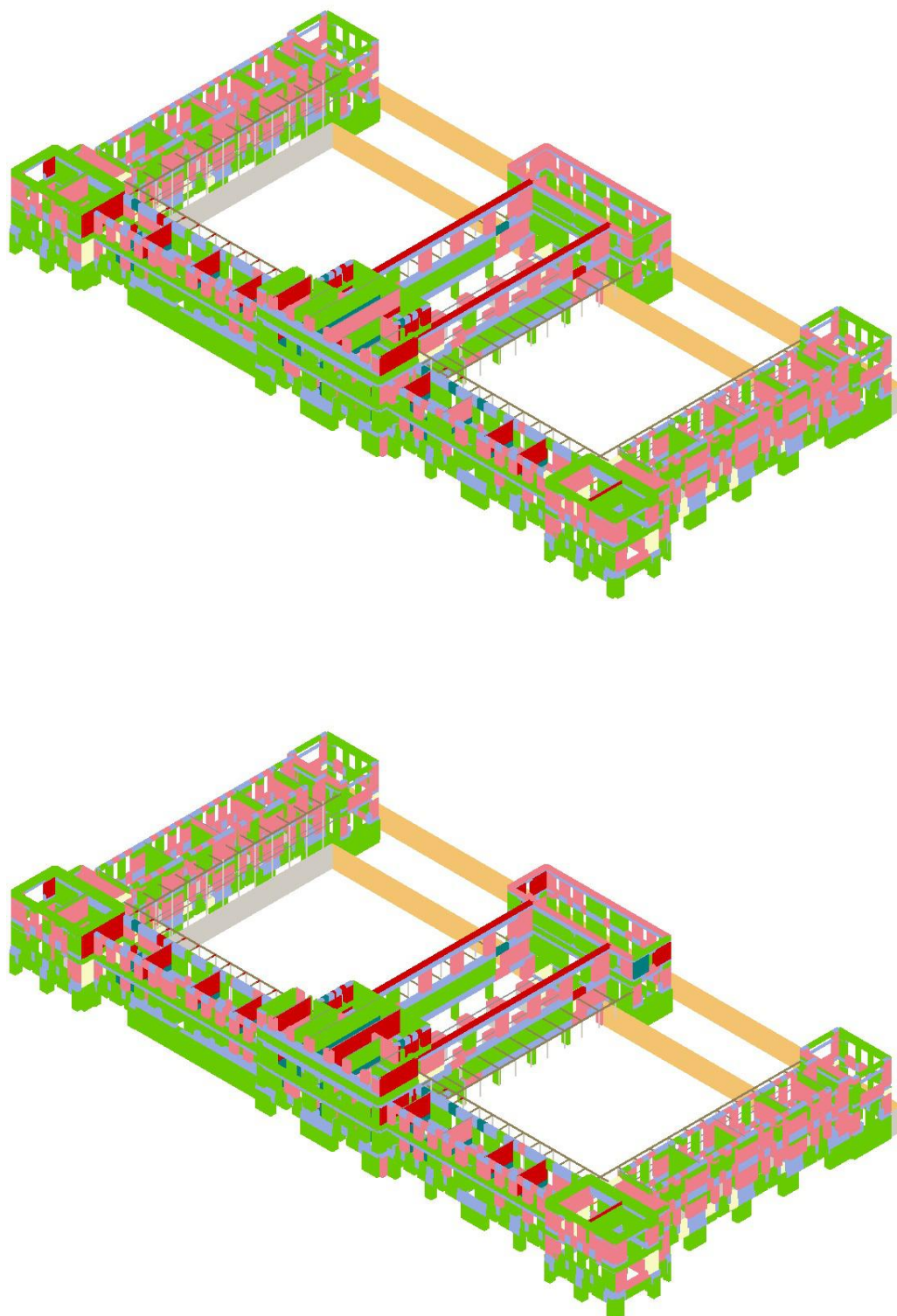


Figura C.10: Evolução do dano da estrutura em 3D